Dissertation ETH Nr. 18443

Die Stabilität der Felsfundamente von Staumauern

Abhandlung
zur Erlangung des Titels
Doktor der Technischen Wissenschaften
der
ETH Zürich

vorgelegt von
Stefan Bergamin
Dipl. Bau-Ing. ETH
geboren am 15. Juni 1964
Bürger von Vaz/Obervaz, GR und Zürich, ZH

Angenommen auf Antrag von
Prof. Dr. sc. techn. Georgios Anagnostou, Referent
Prof. Dr.-Ing. Hans-Erwin Minor, Korreferent

2009

"Natural barriers and man-made dams are both governed by the same law of decay. Every dam which impounds water presents a potential danger which should neither be under- nor overestimated. The risk of sudden disaster is for ever inescapable, and while knowledge and vigilance may reduce such a risk it can never be entirely banished. All man-made works carry within them the seeds of their own decay and eventual destruction."

E. Gruner (1962)

Inhaltsverzeichnis

Zusammenfassung IX
Résumé XI
Summary XII

1 Einleitung 1

1.1 Problemstellung 1
1.2 Ausgangslage 3
1.3 Zielsetzung 4
1.4 Abgrenzung 4
1.5 Vorgehen 5

2 Grundlagen 9

2.1 Tal 9
2.2 Stauanlage 9
2.3 Sperrstelle 10
2.3.1 Topographie 11
2.3.2 Untergrund 11
2.4 Bauwerk 12
2.4.1 Sperrenkörper 12
2.4.2 Gründungsfläche 14
2.4.3 Bautechnische Massnahmen 15
2.4.4 Unterirdische Hohlräume 17
2.5 Sicherheitskonzept 17
2.6 Modellierung 21

3 Beschreibung 25

3.1 Form und Gefüge 26
3.1.1 Mauerform 27
3.1.2 Geländeform 28
3.1.3 Flächengefüge 30
3.1.4 Korngefüge 34
3.2 Komponenten 34
3.2.1 Matrix 34
3.2.2 Trennflächen 36
3.2.3 Wasser 40
3.3 Vorgehen 43

4 Tragwerk 45

4.1 Definition 45
4.2 Modell des Untergrundes 46
4.3 Versagensmechanismen 48
4.3.1 Rückblick 48
4.3.2 Erkenntnis 54
4.4 Stabilitätsuntersuchung 55
4.4.1 Modellanforderungen 55
4.4.2 Felsböschungen 57
4.4.3 Theoretische Formulierung 58

5 Kinematik 63

5.1 Bruchkörperform 64
5.1.1 Abgrenzung 64
5.1.2 Einflussfaktoren 66
5.2 Bruchkörpergrösse 73
5.2.1 Abgrenzung 73
5.2.2 Einflussfaktoren 74
5.3 Bruchmechanismus 76

6 Einwirkungen 79

6.1 Lasten 80
6.2 Erdbeben 81
6.3 Wasser 84
6.3.1 Strömungsgesetze 84
6.3.2 Wasserdruck 87
6.4 Weitere Einwirkungen 92
6.5 Kombination 93
6.6 Fundamentlast 94
6.7 Kinetik 98

7 Festigkeit 99

7.1 Versuche 99
7.1.1 Proben 100
7.1.2 Triaxialversuch 101
7.1.3 Direkter Scherversuch 102
7.2 Bruchkriterium 105
7.2.1 Lineares Bruchkriterium 105
7.2.2 Bilineares Bruchkriterium 107
7.2.3 Nichtlineares Bruchkriterium 108
7.3 Scherparameter 109
7.3.1 Einflussfaktoren 109
7.3.2 Festlegung 114
7.3.3 Rückrechnung 115

8 Sicherheitsdefinition 117

8.1 Unsicherheiten 117
8.2 Deterministische Sicherheitsdefinition 118
8.2.1 Nachweiskonzepte 118
8.2.2 Charakteristischer Wert 120
8.2.3 Globalsicherheitsfaktoren 120
8.2.4 Teilsicherheitsfaktoren 122
8.3 Probabilistische Sicherheitsdefinition 123
8.4 Sensitivitätsanalyse 126

9 Untersuchungsmethode 127

9.1 Physikalische Modelle 128
9.2 Berechnungsmodelle 131
9.2.1 Deformationsmethode 131
9.2.2 Grenzgleichgewichtsmethode 134
9.3 Beurteilung 137

10 AutoBlock 141

10.1 Grundlagen 141
10.1.1 Digitales Geländemodell 141

10.1.2 Solid Modeling ... 143
10.2 Beschreibung ... 144
10.2.1 Aufbau ... 144
10.2.2 Datenhandhabung ... 148
10.2.3 Besonderheiten ... 149
10.2.4 Entwicklungsgeschichte ... 154
10.3 Vorgehen ... 155
10.4 Weiterentwicklung ... 157

11 Felsfundation Staumauer Albigna ... 159

11.1 Ausgangslage ... 160
11.2 Untersuchungsgebiet ... 160
11.2.1 Sperrstelle ... 160
11.2.2 Bauwerk ... 161
11.3 Messungen im Untergrund ... 162
11.3.1 Gleitmikrometermessungen ... 162
11.3.2 Piezodexmessungen ... 163
11.3.3 Kopplung ... 165
11.4 Beschreibung des Untergrundes ... 166
11.4.1 Gestein ... 168
11.4.2 Trennflächen ... 168
11.5 Modell des Untergrundes ... 170
11.5.1 Übersicht ... 170
11.5.2 Annahmen ... 170
11.5.3 Teilmodelle ... 171
11.6 Schlussfolgerungen ... 174

12 Felsböschung Bristenstrasse ... 175

12.1 Ausgangslage ... 176
12.2 Untersuchungsgebiet ... 177
12.3 Gesicherte Erkenntnisse ... 178
12.3.1 Registrierte Ereignisse ... 179
12.3.2 Topographie ... 179
12.3.3 Fels ... 180
12.3.4 Sturzgefährdete Felskörper ... 180
12.3.5 Bestehende Sicherungsmassnahmen ... 181
12.4 Felskörperanalyse ... 181
12.4.1 Form und Grösse ... 181
12.4.2 Versagensmechanismen ... 182
12.4.3 Risiko ... 182
12.4.4 Berechnungen ... 183
12.4.5 Ergebnisse ... 194
12.5 Sicherungskonzept ... 194
12.6 Schlussfolgerungen ... 196

13 Felsfundation Brücke Pianello ... 197

13.1 Ausgangslage ... 198
13.2 Untersuchungsgebiet ... 199
13.3 Gesicherte Erkenntnisse ... 200
13.3.1 Topographie ... 200
13.3.2 Felsuntergrund ... 201
13.3.3 Felsoberfläche ... 203
13.4 Bruchkörperanalyse ... 203
13.4.1 Form und Grösse ... 203
13.4.2 Bruchmechanismen ... 205
13.4.3 Berechnungen ... 206

13.4.4 Ergebnisse ... 208
13.5 Fundationskonzept ... 210
13.6 Schlussfolgerungen ... 211

14 Felsfundation Staumauer Valle di Lei ... 213

14.1 Untersuchungsgebiet ... 214
14.1.1 Sperrstelle ... 214
14.1.2 Bauwerk ... 215
14.2 Vorgeschichte ... 216
14.3 Digitales Geländemodell ... 218
14.3.1 Flächenmodell ... 218
14.3.2 Volumenmodell ... 219
14.3.3 Bauwerkskörper ... 220
14.4 Bruchkörperanalyse ... 221
14.4.1 Form und Grösse ... 221
14.4.2 Bruchmechanismen ... 223
14.4.3 Berechnungen ... 223
14.4.4 Ergebnisse ... 224
14.5 Schlussfolgerungen ... 227

15 Fazit ... 229

Schreibweise, Vorzeichenkonvention, Abkürzungen und Symbole ... 233
Literaturverzeichnis ... 239
Lebenslauf ... 257

Zusammenfassung

Eine Staumauer und ihr Felsfundament bilden eine Einheit. Ausgehend von diesem allgemein anerkannten Grundsatz beruht jede Stabilitätsuntersuchung geplanter oder bestehender Staumauern auf einer sorgfältigen Beurteilung des anstehenden Felsens. Anders als beim Sperrenbauwerk handelt es sich beim Fels um ein natürliches Material, das von Trennflächen – Schichtflächen, Klüften, Störungen etc. – durchzogen ist. Solche lokal oder grossräumig auftretenden Fehlstellen schwächen das Festgestein und können unter Belastung bzw. Belastungsänderung die Bildung von sogenannten Bruchkörpern hervorrufen. Ist eine Gleitbewegung solcher Felskörper kinematisch möglich, so liegt eine für die Stabilität des Tragwerks kritische Situation vor, die weiterer Abklärungen bedarf. Dies belegen auch Untersuchungen der International Commission on Large Dams, die einen Bruch im Fundationsbereich als wichtigste Ursache für das Versagen von Betonmauern bezeichnen.

Die Behandlung dieses in der Regel dreidimensionalen Problems ist durch die Schwierigkeit gekennzeichnet, dass sich die Eigenschaften der Trennflächen, die am Bruchkörper angreifenden Lastgrössen und die Scherfestigkeit entlang der Gleitflächen nur ungenügend quantitativ erfassen lassen. Als Lösungsansatz drängt sich deshalb ein zweistufiges Vorgehen auf: Es strebt zum einen eine ausreichende konstruktive Standsicherheit, zum andern eine permanente messtechnische Überwachung gleitgefährdeter Felskörper an.

Die vorliegende Arbeit beschränkt sich auf die konstruktive Sicherheit. Sie hat folgende Zielsetzung: Zum einen – aufbauend auf dem heutigen Wissensstand – die *Entwicklung einer Methodik* für die Stabilitätsuntersuchung von potentiellen Bruchkörpern im Fels, zum andern deren *Umsetzung in einem CAD-gestützten Computerprogramm* für die Praxis. Fallbeispiele sollen wichtige Aspekte verdeutlichen und die Möglichkeiten des Hilfsmittels aufzeigen.

Im *ersten Teil* der Arbeit werden die Grundlagen der Stabilitätsproblematik bzw. die Grundzüge der Methodik erarbeitet:

- Unter dem Stichwort *Problemstellung* geht man zunächst auf allgemeine Definitionen, das Sicherheitskonzept und die Modellierung ein. Ausgehend vom phänomenologischen Grundprinzip „Hinsehen – Beschreiben – Erklären“ folgt eine knappe Beschreibung des Felsuntergrundes samt Staumauer. Das Hauptgewicht liegt dabei weniger auf einer ausführlichen Erläuterung aller Eigenschaften als vielmehr auf der sachlichen Klärung der dafür notwendigen Begriffe. Nach der Abgrenzung des Tragwerks und der Zusammenstellung empirischer Versagensmechanismen wird am Beispiel der vertrauten Stabilitätsprobleme bei Felsböschungen dargelegt, unter welchen Gesichtspunkten die quantitative Untersuchung potentieller Bruchkörper erfolgen sollte.
- Unter dem Stichwort *Problemanalyse* zerlegt man die Aufgabenstellung in die drei Teilprobleme „Kinematik“, „Einwirkung“ und „Festigkeit“ und setzt sich mit den wichtigsten Einflussfaktoren auseinander. Im Zentrum der Betrachtungen stehen die kinematischen Voraussetzungen, der Wasserdruck und der Scherwiderstand.
- Unter dem Stichwort *Problembeurteilung* wird eine kurze Übersicht über die gängigen Sicherheitsdefinitionen gegeben. Im Anschluss daran unterzieht man die bisherigen Unter-

suchungsmethoden einer kritischen Prüfung und begründet die spezielle Eignung der übersichtlichen Starrkörpermodelle. Sie erlauben, wesentliche Parameter zu identifizieren und die Auswirkungen kleiner Abweichungen auf das mechanische Verhalten sichtbar zu machen. Sämtlichen räumlichen Modellen gemein ist jedoch ein gewichtiger Nachteil: Zur Umgehung geometrischer Erschwernisse idealisieren sie die komplexe Geometrie der Geländeoberfläche so stark, dass unter Umständen kritische Bruchkörper gar nie zum Gegenstand vertiefter Betrachtungen werden.

Im *zweiten Teil* der Arbeit wird das neue Computerprogramm „AutoBlock“ zur Untersuchung der Stabilität potentieller Bruchkörper vorgestellt. Das auf einem Starrkörpermodell basierende Hilfsmittel befähigt den Ingenieur, in einem digitalen Geländemodell kritische Felsbereiche zu erkennen und seine Untersuchungen auf solche zu konzentrieren. Gleichzeitig lassen sich die Auswirkungen unterschiedlicher Annahmen bei der schwierigen parametrischen Erfassung des Felsgefüges und deren Umsetzung in ein Bruchkörpermodell abschätzen. Das Geländemodell wird aus einer Geländeoberfläche erzeugt, wobei die Daten z.B. einer digitalisierten topografischen Karte entstammen; zusätzlich lassen sich Bauwerkskörper oder dafür notwendige Aushubkubaturen einführen. Zur Bestimmung potentieller Bruchkörper wird das Geländemodell mit beliebigen Trennflächen geschnitten, deren Geometrie und Festigkeitseigenschaften pro Schar vorgängig definiert wurden. Nach Vorgabe der Lastgrössen wird sodann die Sicherheit gegen Abgleiten für jeden Bruchkörper nach der Grenzgleichgewichtsmethode berechnet. AutoBlock setzt auf das in Ingenieurbüros weit verbreitete Programm „AutoCAD“ auf, um von dessen vielfältigen Möglichkeiten Gebrauch zu machen (Zeichnungsinfrastruktur, 3D-Visualisierung etc.). Eine eigens implementierte Benutzerführung mit Menus und Dialogboxen erlaubt die intuitive Verwendung von AutoBlock. Sie stellt alle notwendigen Darstellungs- und Visualisierungswerkzeuge zur Verfügung, die eine Stabilitätsanalyse mit einer Vielzahl von potentiellen Bruchkörpern für praktische Probleme erst gestatten. Dank diesen Werkzeugen versetzt AutoBlock den Ingenieur in die Lage, das Flächengefüge im Felsuntergrund zu erfassen und gleitgefährdete Bruchkörper mit minimalem Aufwand bei maximaler Zuverlässigkeit zu untersuchen.

Im *dritten Teil* der Arbeit konkretisieren vier Fallbeispiele aus der Praxis die theoretischen Ausführungen. Es handelt sich um Projekte, die der Autor nach der hier dargelegten Methodik bearbeitet hat. Ein Beispiel behandelt die felsmechanischen Untersuchungen zur Gefährdung der Bristenstrasse, einer Bergstrasse in einer weitläufigen, sehr steilen Felsböschung unterhalb von St. Antoni. Bei den anderen Beispielen steht je eine Felsfundation im Zentrum der Betrachtungen – sei dies für eine Verbundbrücke bei Muro Lucano (Italien), für eine Gewichtsmauer mit Hohlräumen (Albigna) oder für eine Bogenmauer (Valle di Lei). Alle vier Anwendungen vertiefen anschaulich wesentliche Aspekte der vorgeschlagenen Vorgehensweise. Sie sollen dem Ingenieur in der Praxis aufzeigen, wie man im konkreten Fall Stabilitätsprobleme im übertägigen Felsbau mit wissenschaftlichem Anspruch löst.

Der Schlüssel für fundierte Untersuchungen zur Stabilität der Felsfundamente von Staumauern liegt weniger in der Fokussierung auf unabhängige Einzelaspekte, als vielmehr in einer breit angelegten Betrachtung aller wichtigen Zusammenhänge. Mängel in der geologischen Aufnahme, im Identifizieren drohender Gefahren, an notwendigen Versuchen oder an grundlegenden Überlegungen, die das Ganze im Auge haben, können selbst mit noch so eleganten Methoden oder enormen Rechenaufwand nicht beseitigt werden. Für das Gelingen der Aufgabe ist deshalb ein *ganzheitliches ingenieurmässiges Denken und Handeln* unerlässlich. Dies kann gelegentlich mühsamer sein als akribische Detailarbeit.

Résumé

Un barrage et ses fondations constituent une unité. Suivant ce principe établi, chaque analyse de la stabilité d'un barrage en projet ou déjà construit se base sur une appréciation minutieuse de la roche existante. A la différence d'un corps en béton, la roche est un matériau naturel qui comporte diverses discontinuités, entre autres les strates, les joints et les failles. De telles défectuosités, qu'elles soient isolées ou situées sur une large bande, diminuent la stabilité de la roche et peuvent causer la formation de blocs de rupture dès qu'on y place une charge ou qu'on la déplace. En admettant que le mouvement de glissement d'un tel volume rocheux soit cinématiquement possible, la stabilité de la construction sera alors critique et nécessitera plusieurs clarifications. Différentes vérifications de la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) démontrent que la rupture dans la région des fondations est la cause la plus importante des dommages survenus dans un mur en béton.

Le traitement de ce problème, qui se manifeste normalement sur trois dimensions, engendre une difficulté essentielle: On ne peut qu'insuffisamment quantifier les propriétés inhérentes aux zones discontinues, l'influence des pressions sur le volume rocheux et la résistance au cisaillement le long des surfaces de glissement. C'est pourquoi on propose en solution le procédé à deux étages: D'un côté on ambitionne une stabilité constructive suffisante, de l' autre côté une surveillance permanente des volumes rocheux susceptibles de glisser.

Le présent travail se borne à la sécurité constructive. Il a l'objectif suivant: Premièrement, de *développer une méthodologie* pour l'analyse de la stabilité des blocs de rupture rocheux potentiels fondée sur l'état actuel des connaissances; deuxièmement, de *transposer* cette méthodologie *dans un nouveau programme d'ordinateur en CAD* pour aider dans la pratique.

Le nouveau programme „AutoBlock" est fondé sur un modèle de bloc solide. Grâce à un modèle topographique numérique l'ingénieur est apte à reconnaître les zones rocheuses en état critique et à se concentrer sur leur analyse. En même temps il peut évaluer les conséquences qui relèvent des différentes hypothèses concernant la description paramétrique des discontinuités et sa transformation en modèle de bloc de rupture. AutoBlock se base sur „AutoCAD", un programme bien connu dans les bureaux d'ingénieur et tire parti de ses multiples possibilités. On peut facilement utiliser AutoBlock sans en avoir de connaissances profondes.

Quatre différents exemples concrétisent la théorie et nous montrent l'application du programme AutoBlock. En conséquence l'ingénieur sera capable de trouver des solutions scientifiques dès qu'il sera confronté à des problèmes de stabilité de roche.

On s'assure un bon résultat si on tient compte de tous les facteurs précédents. Pour réussir à résoudre ce problème, il est donc indispensable *de réfléchir et de procéder globalement*, ce qui peut parfois s'avérer plus pénible que de travailler en détail.

Summary

A concrete dam and its rock foundation form a unit. After that well known principle, each stability analysis of planned or already constructed dams should carefully assess the characteristics of the exposed rock mass. Different to a dam body, a rock consists of a natural material intersected by various discontinuities like bedding planes, joints or faults. Such planes of weakness reduce the strength of the rock mass and can potentially cause unstable blocks, putting some loads on it. If a sliding mechanism of such rock blocks is kinematically possible, a critical situation concerning the stability of the whole construction will result. Therefore, further clarification is necessary. Several analyses of the Commission on Large Dams (ICOLD) verify that a foundation failure is one of the predominant causes of the failure of concrete dams.

To find a good solution to this normally three-dimensional problem is rather difficult for the following reason: The properties of discontinuities, the loading quantities acting on a potentially unstable block, and the shear strength along the sliding surfaces cannot be registered in an adequate manner. To resolve this problem, it is advisable to proceed as follows: Firstly, look for sufficient stability of the construction as a whole. Secondly, strive for permanent monitoring of all identified potentially unstable blocks.

The present project is limited to the safety of the construction. On the one hand, it aims *to develop a methodology* concerning the stability analysis of potentially unstable rock blocks based on today's knowledge. On the other hand, it also aims *to convert* that methodology *into a new three dimensional CAD-based program* as a helpful aid in practice.

The new program „AutoBlock" enables engineers to systematically investigate the stability of rock masses in a digital terrain model. It is an add-on to the popular program „AutoCAD", which allows its possibilities to be exploited. A specially implemented user interface with menus and dialog boxes permits the use of AutoBlock even without detailed knowledge of AutoCAD. It provides all the tools necessary for representing and visualizing the results and facilitates a stability analysis with any number of potentially unstable blocks.

Four examples put the theoretical explanations in concrete form. They illustrate how to solve stability problems in rock foundations in a scientific manner. With AutoBlock, the specialist has more time to study the problem and to explore the relationships between the individual parameters. In other words: It eases the burden of time-consuming activities and allows for a more detailed and thorough analysis. The computer program allows the practicing engineer to gain a deeper understanding of the actual problem.

The key factor to a sound analysis lies in maintaining a broad overview of all important associated details. In order for this to work, thinking and acting like an engineer in all aspects is imperative. This is, very often, much more arduous than going precisely into detail.

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Eine Staumauer und ihr Felsfundament bilden eine Einheit (Abb. 1.1). Ausgehend von diesem allgemein anerkannten Grundsatz beruht jede Stabilitätsuntersuchung von Staumauern auf einer sorgfältigen Beurteilung des anstehenden Felsens. Im Gegensatz zur Betonmauer handelt es sich beim Fels um ein natürliches Material, das von Trennflächen – Schichtflächen, Klüften, Störungen – durchzogen ist. Solche lokal oder grossräumig auftretenden Fehlstellen schwächen das Festgestein und können unter Belastung bzw. Belastungsänderung die Bildung von sogenannten Bruchkörpern hervorrufen (Abb. 1.2). Ist eine Gleitbewegung solcher Bruchkörper kinematisch möglich, so liegt eine für die Stabilität des Tragwerks potentiell kritische Situation vor, die weiterer Abklärungen bedarf. Dies belegen auch die „Dam Safety Guidelines“ der der **I**nternational **C**ommission **o**n **L**arge **D**ams [1.1], die einen Bruch im Fundationsbereich als wichtigste Ursache für das Versagen von Betonmauern bezeichnen.

Abb. 1.1 Ansicht der Bogenmauer Kölnbrein (A), welche den Druck des aufgestauten Wassers über Bogenwirkung auf die Talflanken überträgt. Das Tragwerk setzt sich dabei aus der künstlichen Betonmauer und dem natürlichen Felsuntergrund zusammen, der von Trennflächen durchzogen ist (Bild IGT).

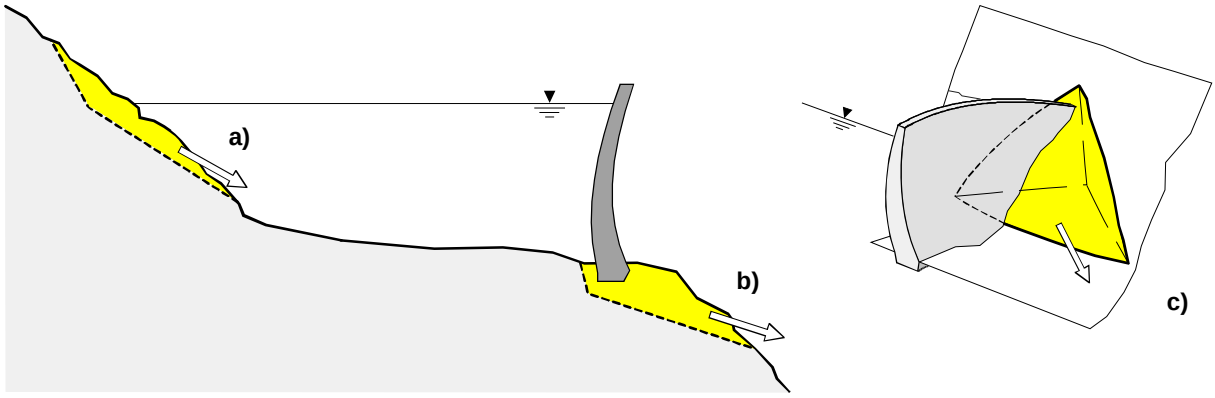


Abb. 1.2 Typische Beispiele für das Vorkommen instabiler Felskörper a) in den Talflanken des Stauraumes, b) unter der Staumauer im Talboden oder c) in den Talflanken an der Sperrstelle [1.2].

Das Abgleiten von Felskörpern aus dem Gesteinsverband ist nicht nur an der Sperrstelle, sondern auch an den Talflanken des Stauraumes möglich (Abb. 1.2). Dort wird das Phänomen häufig längs der Seeuferlinie im Fluktuationsbereich des Wasserspiegels beobachtet. Die im Falle einer Instabilität in den Stausee eintauchende Sturzmasse bewirkt eine Schwallwelle, die über die Talsperre schwappen kann. Die Erfahrung lehrt jedoch, dass dies weniger für die Stabilität von Staumauern als vielmehr für jene von Staudämmen kritisch ist.

Stauanlagen als Bauwerke mit einem hohen Schadenspotential im Bruchfall müssen eine sehr hohe Sicherheit aufweisen [1.3]. Die Gefahr der Instabilität von Felskörpern muss daher sowohl im Bereich der Fundation als auch im Stauraum praktisch ausgeschlossen werden. Dies gilt nicht nur für die Planung neuer, sondern auch für die Überprüfung bestehender Staumauern und Staudämme.

Staumauern – insbesondere Bogenmauern – weisen eine geringere Gründungsfläche als Staudämme auf. Die dadurch bedingte konzentriertere Krafteinleitung in den Untergrund hat zur Folge, dass dort selbst kleinere gleitgefährdete Felskörper einwandfrei identifiziert und überprüft werden müssen. Folgende Erschwernisse beeinträchtigen jedoch die quantitative Untersuchung des Problems [1.4]:

- Die Lage und Raumstellung der Trennflächen im Fels ist oft nur ungenügend bekannt. Obschon an jeder Sperrstelle umfangreiche Untersuchungen (Bohrungen, Sondierstollen usw.) vorgenommen werden, könnten massgebende Trennflächen verborgen bleiben.
- Die Eigenschaften der Trennflächen sind quantitativ nur ungenau erfassbar. Dies ist insofern entscheidend, als deren Oberflächenstruktur (Unebenheit, Rauhigkeit, Verzahnung) sowie das Füllmaterial einen entscheidenden Einfluss auf den Scherwiderstand haben.
- Einzelne Lastgrössen der jeweiligen Bruchkörper sind nur z.T. messtechnisch bestimmbar. So kennt man die Grösse des Wasserdrucks innerhalb des geklüfteten Felsens nur in wenigen Punkten zu bestimmten Zeiten. Auch die Verteilung ist nur schwer erfassbar.
- Diagnostische Messprogramme zur Überwachung der Fundation können aus Kostengründen lediglich in beschränktem Ausmass angeordnet werden. Eine vorgängige Wahl bestimmter Messgrössen, die an einzelnen Punkten beobachtet werden sollen, muss aufgrund der standortspezifischen Problemstellung getroffen werden.

- Die Behandlung des Problems hat in der Regel dreidimensional zu erfolgen, da die Raumstellung der Trennflächen in Bezug auf die Bauwerksachse sowie die Topographie von entscheidender Bedeutung ist.

Diese Auflistung legt den Schluss nahe, dass nur ein zweistufiges, empirisches Vorgehen Aussicht auf Erfolg hat. Es gliedert sich wie folgt [1.5]:

Stufe 1: *Gewährleistung konstruktiver Sicherheit* durch Studium des vorhandenen Trennflächengefüges, Identifizierung möglicher Bruchkörper, Überprüfung der jeweiligen kinematischen Bedingungen und Kontrolle der Gleichgewichtsbedingungen für jeden einzelnen Bruchkörper anhand geeigneter Modelle.

Stufe 2: *Permanente messtechnische Überwachung* potentieller Bruchkörper, um frühzeitig Anzeichen einer möglichen Bewegung erkennen zu können.

1.2 Ausgangslage

Stabilitätsuntersuchungen an potentiellen Bruchkörpern können zum einen experimentell, zum andern mathematisch vorgenommen werden. Bei beiden Methoden wurde der Untergrund ursprünglich als Kontinuum, in neueren Zeiten auch als Diskontinuum vereinfacht. Durch die rasante Entwicklung leistungsfähiger, kostengünstiger Hard- und Software haben die anschaulichen, aber aufwendigen physikalischen Modelle ihren einstigen Stellenwert verloren. Sie werden heute nur noch selten für solche Untersuchungen benutzt.

Bei den theoretischen Diskontinuumsmodellen stehen zwei verschiedene im Vordergrund: Das Ältere stammt von LONDE (1965) [1.2] und beruht auf Starrkörpermodellen, die ursprünglich in der Bodenmechanik entwickelt wurden und noch heute dort wie auch in der Felsmechanik routinemässig angewendet werden. LONDE's dreidimensionales Berechnungsmodell erlaubt auf einfache und übersichtliche Weise die Abschätzung der Stabilität eines potentiellen Bruchkörpers für den Zustand des Grenzgleichgewichtes.

1971 stellte CUNDALL [1.6] ein zweidimensionales Computerprogramm vor, das heute auch für dreidimensionale Berechnungen zur Verfügung steht. Es geht von der Annahme aus, das Felsgefüge bestehe aus einer grossen Anzahl verformbarer Blöcke. Deren Begrenzungsflächen werden von Trennflächen gebildet, die im Programm samt den jeweiligen Eigenschaften einzugeben sind. Mit Hilfe der Newton'schen Bewegungsgleichung kann darauf die Lage jedes einzelnen Blocks für beliebig fein unterteilte Zeitschritte bestimmt werden. Man ist damit in der Lage, eine Last auf den Felsuntergrund aufzubringen und dort einen möglichen Bruch schrittweise nachzuvollziehen.

Das Berechnungsmodell von LONDE und jenes von CUNDALL unterscheiden sich in drei wesentlichen Punkten: LONDE geht für den *Grenzgleichgewichtszustand* von *einem Gleitkörper* aus, dessen Geometrie, Lastgrössen und Reaktionen auf *wenigen wesentlichen, anschaulich nachvollziehbaren Annahmen* beruhen. Diese Vereinfachung zur Wahrung der Übersichtlichkeit ist angesichts der oft ungenügenden Ausgangsdaten mit den jeweils beachtlichen Bandbreiten auch heute noch durchaus gerechtfertigt. CUNDALL's Programm hingegen basiert auf einer *Vielzahl von Annahmen*, die in Wirklichkeit schwierig zu bestimmen bzw. zu überprüfen sind. Zudem liegt in der Annahme, der *progressive Bruchvorgang* könne mit Hilfe des Computers korrekt simuliert werden, ein Widerspruch zu der bereits in der Einleitung hingewiesenen Schwierigkeit, die Oberflächeneigenschaften *sämtlicher Bruchkörper* korrekt zu erfassen.

CUNDALL's Modell ist für besondere, klar abgegrenzte Problembereiche in Kombination mit vertieften felsmechanischen Felduntersuchungen begründet. Die Ergebnisse solch rechnerischer Untersuchungen können zudem das Verständnis für die Ausbildung möglicher Versagensmechanismen fördern.

Mit der Grenzgleichgewichtsmethode lassen sich die wesentlichsten Parameter bei einem Stabilitätsproblem mühelos identifizieren und die Auswirkungen kleiner Abweichungen auf das mechanische Verhalten sichtbar machen. Das Modell von LONDE weist aber aus heutiger Sicht Schwächen auf und kann entsprechend neuerer Erkenntnisse weiterentwickelt werden.

1.3 Zielsetzung

Die vorliegende Arbeit beschränkt sich auf die Gewährleistung konstruktiver Sicherheit und hat folgende Zielsetzung:

- Konzise Darstellung des *derzeitigen Wissensstandes* über die Stabilitätsuntersuchung, um der Talsperrensicherheit auf den Grund zu gehen. Nach einer Klarstellung der Voraussetzungen werden die Möglichkeiten und Grenzen zur Lösung der Fragestellung ausgelotet.
- Entwicklung einer *neuen Methodik* für solche Untersuchungen mit Umsetzung in einem **C**omputer **A**ided **D**esign-gestützten Computerprogamm als *Hilfsmittel* für die Praxis.

Die Arbeit verknüpft damit die wichtigsten Aspekte der Felsmechanik (Kinematik und Statik) mit den Möglichkeiten moderner Computerhilfsmittel, wobei sich theoretische und empirische Untersuchungen gegenseitig unterstützen. Anhand von Fallbeispielen aus der Praxis werden wichtige Aspekte vertieft und die Leistungsfähigkeit der Vorgehensweise vor Augen geführt.

1.4 Abgrenzung

Die Arbeit unterliegt folgenden Einschränkungen:

- Auf eine Erörterung der in der Literatur erwähnten Klassifizierungssysteme [1.7][1.8][1.9] wird verzichtet, da sie der Komplexität des Problems nicht gerecht werden. Hervorgegangen aus der statistischen Auswertung von Fallbeispielen sind sie ihrer simplen Handhabung wegen beliebt, gewichten und verknüpfen aber Felseigenschaften auf fragwürdige Weise. So erfolgt zum Beispiel die Erfassung des geklüfteten Felsens mit seinem mechanischen und hydraulischen Verhalten nahezu ohne Kennwerte in Form einer Zahl [1.10] [1.11]. Auch der Bezug des Trennflächengefüges zum Bauwerk wird entweder gar nicht oder nur in unzulässig vereinfachter Weise berücksichtigt. Die Aussagen der Klassifizierungssysteme bleiben generell unverbindlich und liefern kaum verwertbare Erkenntnisse.
- Geostatistische Verfahren zur Extrapolation des Trennflächengefüges sind zwar in der Literatur ansatzweise vorhanden [z.B. in 1.12], doch weichen die generierten Modelle noch massgeblich von den in der Realität beobachtbaren Kluftsystemen ab.
- Auf theoretische Ansätze für die Scherfestigkeit eines stark zerklüfteten Felsens im Übergangsbereich Festgestein-Lockergestein wird nicht eingegangen, da solche Fundationsverhältnisse nur in Ausnahmefällen vorkommen. Im Übrigen gründen die zugehörigen Stoffgesetze zum Teil auf Klassifikationssystemen.

- Auf die Grundlagen der Bruchmechanik wird nicht eingegangen, weil die diesbezüglichen Arbeiten noch keine praktische Anwendung im Felsbau zulassen [1.13].
- Bei der Zusammenstellung bekannter Untersuchungsmethoden fehlen die graphischen Methoden. Sie dürfen im Zeitalter von CAD als überholt angesehen werden, obschon sie ihrer Einfachheit wegen anschaulich und lehrreich wären.
- Konstruktive Massnahmen werden in den Fallbeispielen nur in einem Masse erwähnt, wie dies für eine abgerundete Darstellung notwendig erschien.

1.5 Vorgehen

In Abbildung 1.3 ist der Aufbau der Arbeit dargestellt. Zuerst wird der heutige Wissensstand in drei Abschnitten zusammengefasst: Sie sind der präzisen Formulierung der *Problemstellung*, der *Problemanalyse* und der *Problembeurteilung* gewidmet. Die dabei entwickelte Methodik ist in den Aufbau des neuen Computerprogramms „AutoBlock“ eingeflossen, das kurz vorgestellt wird. Vier Beispiele aus der Praxis illustrieren sodann die vorgeschlagene Vorgehensweise zur *Problemlösung* unter Verwendung des neu geschaffenen Hilfsmittels.

Im Abschnitt *Problemstellung* geht man auf allgemeine Definitionen ein, die zum einen das Bauwerk „Staumauer“ und den Untergrund „Fels“ eindeutig abgrenzen, zum andern das bestehende Sicherheitskonzept und die Grundlagen der Modellierung erläutern sollen (Kap. 2). Ausgehend vom phänomenologischen Grundprinzip „Hinsehen – Beschreiben – Erklären“ folgt im Kapitel 3 eine Beschreibung des Felsuntergrundes samt Staumauer. Das Hauptgewicht liegt dabei weniger auf einer ausführlichen Darstellung aller inhärenten Eigenschaften als vielmehr auf der sachlichen Klärung der dafür erforderlichen Begriffe. Eine solche Präzisierung der Ausdrucksweise ist umso zwingender, als die Sichtung der Fachliteratur eine bemerkenswerte Uneinheitlichkeit zeigt. Eine prägnante Beschreibung dessen, was sich der unvoreingenommenen Beobachtung offenbart, ist jedoch Voraussetzung für das Verständnis der felsmechanisch-hydraulischen Eigenschaften. Nach der Abgrenzung des Tragwerks werden im Kapitel 4 bekannte Versagensmechanismen zusammengestellt und ausgeleuchtet. Am Beispiel der verwandten Felsböschungen wird sodann vor Augen geführt, welche Gesichtspunkte bei der quantitativen Untersuchung potentieller Bruchkörper von Bedeutung sind.

Im Abschnitt *Problemanalyse* zerlegt man die Aufgabenstellung in die drei Teilprobleme „Kinematik“, „Einwirkungen“ und „Festigkeit“ und setzt sich mit den wichtigsten Einflussfaktoren auseinander. Im Zentrum der Betrachtungen stehen die kinematischen Voraussetzungen, die von der Lage und Raumstellung der Trennflächen, dem Verlauf der Felsoberfläche und den Staumauerarten abhängen (Kap. 5). Daran anschliessend findet sich eine Diskussion der am Bruchkörper angreifenden Lastgrössen (Kap. 6) und Reaktionen (Kap. 7), wobei ein besonderes Gewicht auf den Kluftwasserdruck und den Scherwiderstand gelegt wird. Dieser Teil der Arbeit soll im Speziellen zur Ausräumung und Offenlegung von Ungewissheiten sowie zur stärkeren Untermauerung späterer Entscheidungen durch Tatsachen beitragen.

Im Abschnitt *Problembeurteilung* soll einleitend eine kurze Übersicht über die gängigen Sicherheitsdefinitionen gegeben werden (Kap. 8). In Kapitel 9 unterzieht man die bisherigen Untersuchungsmethoden einer kritischen Prüfung hinsichtlich ihrer Anwendbarkeit zur Lösung des anstehenden Problems. Die Vor- und Nachteile der theoretischen Starrkörper- und Deformationsmethode werden ebenso aufgezeigt wie diejenigen der physikalischen Modelle.

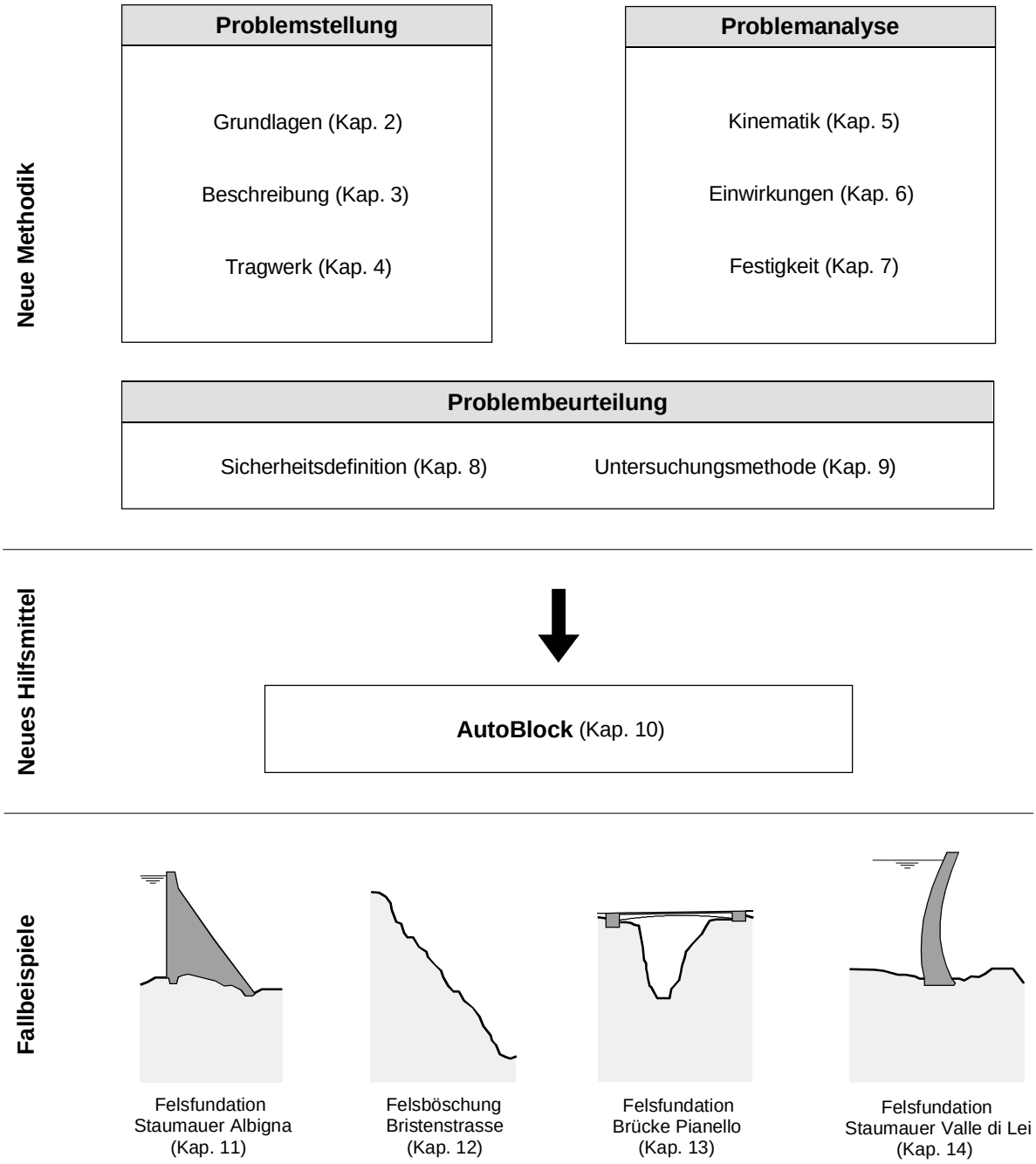


Abb. 1.3 Übersicht über den Aufbau der Arbeit.

Das neue Hilfsmittel zur Untersuchung der Stabilität potentieller Bruchkörper ist Gegenstand von Kapitel 10. Dieses moderne, auf einem Starrkörpermodell basierende Werkzeug befähigt den Ingenieur, in einem digitalen Geländemodell kritische Felsbereiche zu erkennen und seine Untersuchungen auf solche zu konzentrieren. Gleichzeitig lassen sich die Auswirkungen unterschiedlicher Annahmen bei der parametrischen Erfassung des Felsgefüges und deren Umsetzung in ein Bruchkörpermodell abschätzen. AutoBlock stellt zudem die Mittel zur Verfügung, gleitgefährdete Felskörper zu visualisieren und den Umfang sowie die Wirkungsweise verschiedenster konstruktiver Massnahmen zu vergleichen.

In den Kapiteln 11 bis 14 konkretisieren vier Fallbeispiele aus der Praxis die theoretischen Ausführungen. Es handelt sich dabei um Projekte, die der Autor nach der hier dargelegten Methodik bearbeitet hat. Bei drei Beispielen steht die Felsfundation eines Bauwerks im Zentrum der Betrachtungen: Diejenige einer Verbundbrücke (Muro Lucano), einer Gewichtsmauer mit Hohlräumen (Albigna) und einer Bogenmauer (Valle di Lei). Ein weiteres Beispiel behandelt die felsmechanischen Untersuchungen zur Gefährdung der Bristenstrasse, einer Bergstrasse in einer sehr steilen Felsböschung unterhalb von St. Antoni. Alle vier Anwendungen vertiefen anschaulich wesentliche Aspekte der vorgeschlagenen Vorgehensweise. Sie sollen dem Ingenieur in der Praxis aufzeigen, wie man im konkreten Fall Stabilitätsprobleme im übertägigen Felsbau mit wissenschaftlichem Anspruch löst.

2 Grundlagen

2.1 Tal

Ein Tal ist ein langgestreckter, abfallender Einschnitt in der Erdoberfläche, der nach einer Seite hin geöffnet ist. Er entsteht durch die erodierende Tätigkeit von Wasserläufen oder Gletschern, die der Verbindungslinie seiner tiefsten Punkte (Talweg, -linie) folgen. Den niedrigsten, meist flachen Teil bezeichnet man als Talsohle, -boden oder -grund. Seitlich liegen die Hänge resp. Flanken, die man in Fliessrichtung mit „links“ oder „rechts“ bezeichnet; vorspringende Bereiche heissen Sporne oder Riegel. In einem gewundenen Verlauf wechseln steilere Abschnitte (Stufen) mit flacheren, die häufig mit Talbecken zusammenfallen.

2.2 Stauanlage

Eine Stauanlage ist ein künstlich hergestellter Oberflächenspeicher für Wasser, Schnee, Eis, Schlamm und Geschiebe. Sie besteht aus einem *Sperrenbauwerk* und dem oberhalb gelegenen, durch die Talflanken oder Dämme begrenzten *Staubecken* (Abb. 2.1). Der Stauraum gestattet einen bestimmten Ausgleich zwischen den Zu- und Abflüssen, dessen Mass von den Anforderungen abhängt: So will man in der Nutzwasserwirtschaft das Wasserdargebot auf die

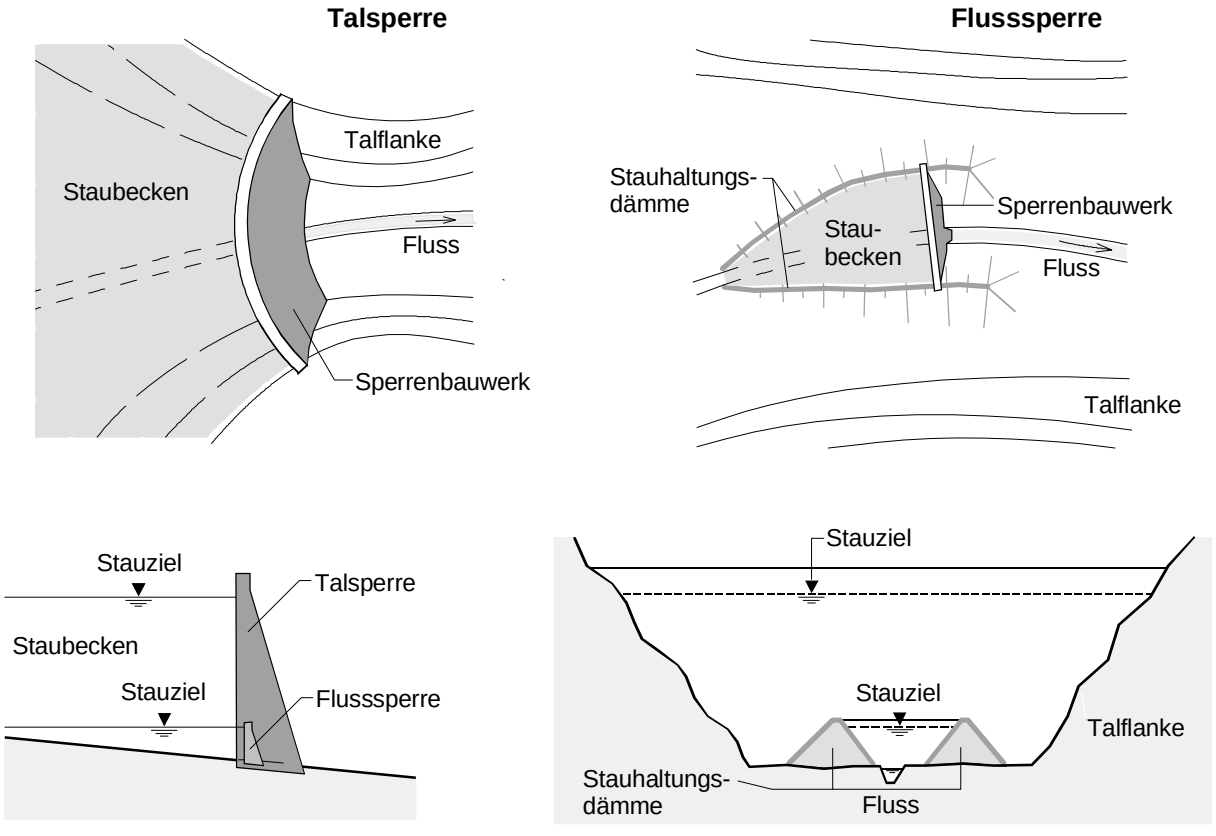


Abb. 2.1 Tal- und Flusssperre im Grundriss, Längs- und Querschnitt [2.1].

Nachfrage abstimmen, in der Schutzwasserwirtschaft gefährliche Zuflussspitzen auf ein unschädliches Mass dämpfen [2.2]. Stauanlagen dienen daher nicht nur zur Energieerzeugung, Wasserversorgung, Bewässerung, Fischzucht, Seeregulierung etc., sondern auch zum Schutz vor Naturgefahren. Oft erfüllen sie mehrere Aufgaben gleichzeitig, indem einerseits Wasser aufgestaut, andererseits mitgeführtes Material zurückgehalten und der Abfluss geregelt wird.

Die verbreitetsten Arten von Stauanlagen sind die *Tal*- und *Flusssperren* (Abb. 2.1): Die einen schliessen ein Tal über seine gesamte Breite ab und speichern den Zufluss über längere Zeiträume, die andern stellen eine niedrige Sonderform mit seitlichen Stauhaltungsdämmen dar [2.3]. Daneben zählen auch Geschiebesperren, Hochwasserrückhalte-, Pumpspeicher- und Sedimentationsbecken sowie Stauteiche zu den Stauanlagen. Demgegenüber werden Schwimmbecken, Reservoire aus armiertem Beton oder Schwellen zur Stabilisierung von Wildbachgerinnen nicht als Stauanlagen betrachtet [2.4]. Eine Zusammenstellung wichtiger Begriffe findet sich in [2.5]. Sie werden als bekannt vorausgesetzt und nicht näher behandelt.

2.3 Sperrstelle

Eine Sperrstelle ist der Standort eines Sperrenbauwerks in einem Tal (Abb. 2.2). Ihre Lage hängt von der wasserwirtschaftlichen Zielsetzung und von der Morphologie des Tales ab. Ausschlaggebend sind in der Regel die *Topographie* und der *Untergrund* im Aufstands- und Widerlagerbereich*. Die Erfahrung lehrt, dass sich je nach Talform (Breite, Verhältnis Talbreite/Sperrenhöhe, Symmetrie) ein bestimmter Sperrentyp empfiehlt, der Übergang aber fliessend ist [2.6]. Weitere Kriterien sind z.B. die Anordnung der Nebenanlagen, die Wasserhaltung im Bauzustand, die Gefährdung durch ausserordentliche Einwirkungen, die Verfügbarkeit von Baumaterialien, die lokalen Arbeitsverhältnisse und die Wirtschaftlichkeit [2.2].

Das eigentliche Bauwerk besteht aus den Elementen *Sperrenkörper*, *Gründungsfläche*, *bautechnisch verbessertem Bereich* und allenfalls vorhandenen *unterirdischen Hohlräumen*. Seine Umgebung umfasst das Staubecken mit dem direkten Einzugsgebiet, den Bereich der Nebenanlagen inklusive Zugängen, den Auslauf der Entlastungsorgane sowie den Flussbereich unterhalb der Anlage (Vorfluter) [2.7]. Zeitlich unterscheidet man drei Phasen: Den *ursprünglichen Zustand*, den *Bauzustand* (Vorbereitungsarbeiten, Aushub, Untergrundarbeiten, Erstellung Sperrenbauwerk, Ersteinstau, Abnahme) und den *Betriebszustand* (Inbetriebnahme, Betrieb während der geplanten Nutzungsdauer, Ausserbetriebsetzung).

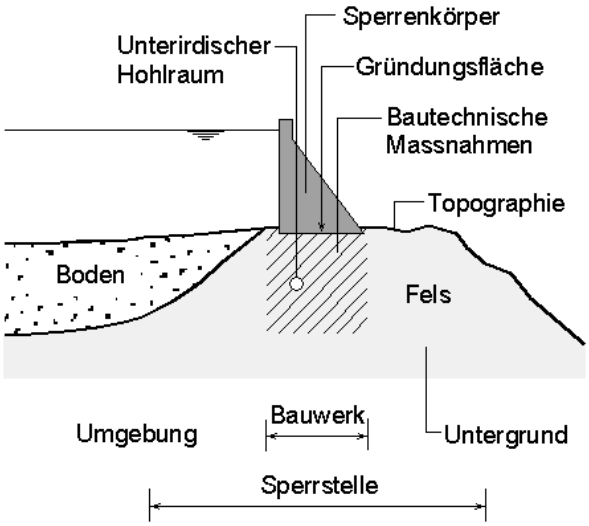


Abb. 2.2 Räumliche Gliederung der Sperrstelle.

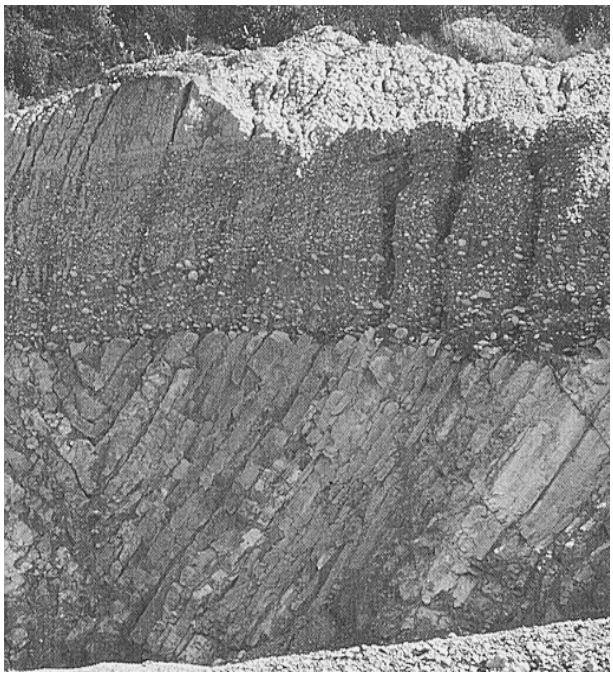
* = Bereich der Talflanken, auf den sich das Sperrenbauwerk stützt. Topographie und Untergrund sind nur ausschlaggebend, sofern im Bereich des Staubeckens eine genügende Dichtigkeit und Standsicherheit der Talflanken gegeben ist.

2.3.1 Topographie

Unter Topographie versteht man die Beschreibung und Darstellung einer geographischen Örtlichkeit. Aufgenommen werden die *Form* (Relief) sowie die natürlichen und künstlichen *Bedeckungen* eines Teilgebietes der Erdoberfläche (Gewässer, Vegetation, Auffüllung usw.). Die geometrische Beschreibung erfolgt durch eine Anzahl von Punkten auf der Geländeoberfläche. Der Terrainverlauf wird gemeinhin in einer Situation (Höhenkoten) sowie in Längs- und Querprofilen zur Darstellung gebracht.

2.3.2 Untergrund

Der Untergrund oder Baugrund ist der unter der Erdoberfläche gelegene Raum, in dem Bauwerke gegründet oder eingebettet sind. Art, Aufbau und Eigenschaften sind von der geologischen Entstehungsgeschichte sowie von menschlichen Eingriffen geprägt und deshalb uneinheitlich.



Im Massstab des Handstücks besteht der Untergrund aus *Gestein*. Das natürlich entstandene, fest zusammenhängende Gemenge einer oder mehrerer Mineralarten[*] liegt entweder als Fest- oder als Lockergestein vor. Betrachtet man einen Grossbereich Festgestein am Massstab des Bauwerks, so spricht man von *Fels*, bei Lockergestein von *Boden* (Abb. 2.3); Übergänge sind möglich[†].

Jedes Lockergestein kann letztlich auf ein Festgestein zurückgeführt werden, das der exogenen Dynamik ausgesetzt war. Je nach Art der wirkenden Kräfte lassen sich diese Vorgänge in die mechanische, chemische, biologische und biochemische *Verwitterung* aufteilen. Sie laufen nebeneinander ab und beschleunigen sich gegenseitig [2.8]. Der Grad der Zerlegung sowie die Tiefe, bis zu welcher der Prozess in den Untergrund vordringt, hängen von verschiedenen Faktoren ab (z.B. Gesteinsart, Fehlstellen, Wasser, Verwitterungsvorgang, Einwirkungsdauer, Umgebungsbedingungen, Klima) [2.11]. Nach der vollständigen Zerstörung des Gesteinsverbandes bleiben die Verwitterungsprodukte liegen oder werden durch Wasser, Eis oder Wind an einen neuen Ort transportiert und abgelagert. Im Bereich einer Sperrstelle sind deshalb sowohl lokal entstandene als auch fremde Verwitterungsprodukte anzutreffen.

---

[*] *„Bezüglich seiner physikalischen und chemischen Beschaffenheit stofflich einheitlicher natürlicher Bestandteil“* der Gesteine, von dem rund 50 verbreitet sind [2.8]. Es sind v.a. *„Festkörper, in denen die Bausteine (Atome, Ionen, Moleküle) dreidimensional gesetzmässig in einem Kristallgitter angeordnet sind“* [2.9]; wenige sind amorphe Substanzen.

[†] Die Römer bezeichneten den festen Teil der Erdkruste „petra“ (Fels), den zerbrochenen „solum“ (Boden). Zum Unterschied schreiben TERZAGHI & PECK [2.10]: *„Soil is a natural aggregate of mineral grains that can be separated by such gentle mechanical means as agitation in water. Rock, on the other hand, is a natural aggregate of minerals connected by strong and permanent cohesive forces. Since the terms 'strong' and 'permanent' are subject to different interpretations, the boundary between soil and rock is necessarily an arbitrary one. As a matter of fact, there are many natural aggregates of mineral particles that are difficult to classify either as soil or as rock.“*

Die in Abbildung 2.3 unten deutlich erkennbaren *Trennflächen* gelten als Hauptmerkmal von Fels. Sie schwächen als natürliche Fehlstellen das Festgestein und beeinflussen entscheidend sein felsmechanisch-hydraulisches Verhalten. Ihre mehr oder weniger regelmässige Anordnung kann eine Richtungsabhängigkeit bestimmter Eigenschaften bewirken. Sie muss von Fall zu Fall in Bezug auf die Bauwerksabmessungen geprüft werden [2.12].

2.4 Bauwerk

2.4.1 Sperrenkörper

Ein Sperrenkörper ist ein künstlicher Wall aus Schüttmaterial, Mauerwerk oder Beton bzw. einer Kombination davon. Je nach Bauweise unterscheidet man *Staudämme* und *-mauern*.

Staudämme

Staudämme bestehen aus Lockergestein (*Erddämme*) oder gebrochenem Festgestein (*Steindämme*) und werden meist in der Schüttbauweise errichtetet. Wie in Abbildung 2.4 illustriert, können sie einen homogenen oder inhomogenen Aufbau aufweisen. Im ersten Fall ist das Dammaterial Stützkörper und Dichtung zugleich, im zweiten werden die beiden Funktionen auseinandergehalten. Hier besteht der durchlässige Stützkörper aus einem scherfesten Material mit dichter Aussenhaut oder einem Dichtungskern aus Lehm, Asphalt, Beton u.a. [2.3].

Die dem Wasserdruck durch ihre Eigenlast widerstehenden Staudämme haben aufgrund der flachen Böschungen ein stattliches Schüttvolumen. Im Querschnitt resultiert dadurch eine Sohlenbreite, die im Vergleich zur Sperrenhöhe wesentlich grösser ist (ca. 450 m bei 100 m Konstruktionshöhe) und geringere Flächenpressungen zur Folge hat (ca. 1 MPa).

Historisch gesehen sind Dämme seit Jahrtausenden in Gebrauch. Der älteste bekannte Steinschüttdamm wurde bei Heluan 30 km südlich Kairo gefunden. Es handelt sich um den Sadd el Kafara Damm, der 2'500 v. Chr. für den Hochwasserschutz der Stadt gebaut wurde. Weitere Überreste alter Dämme entdeckte man in Yemen, Griechenland, Mexiko, China, Sri Lanka, in der Türkei und im Sudan [2.14][2.15].

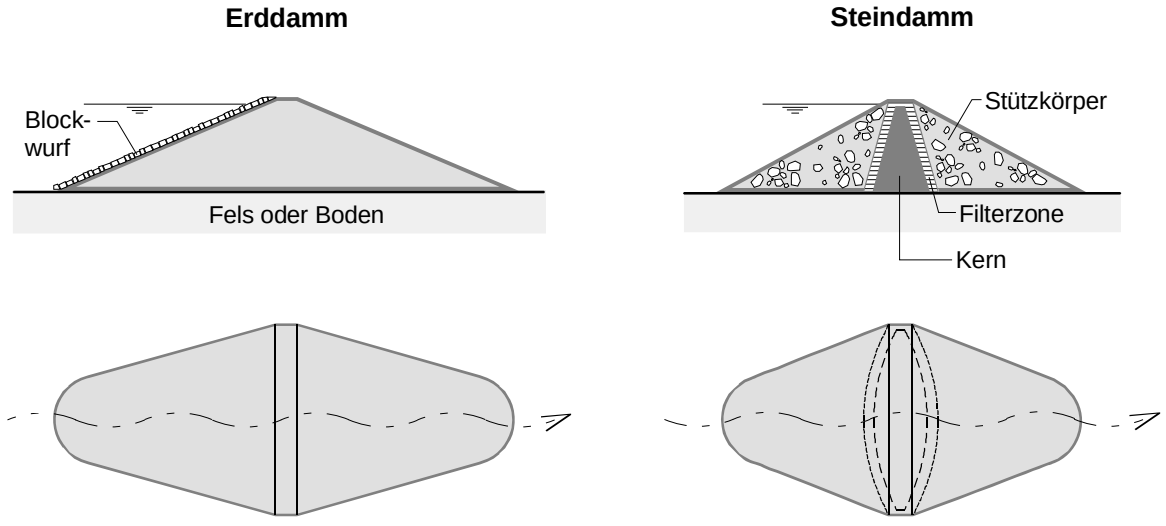


Abb. 2.4 Erddamm mit homogenem, Steindamm mit inhomogenem Aufbau im Grundriss und Querschnitt. Rund drei Viertel aller höheren Dämme sind auf Fels, der Rest auf Lockergestein gegründet [2.13].

Staumauern

Staumauern bestanden früher aus Steinblöcken oder Mauerwerk mit Kalkmörtelfugen, werden heute aber aus unbewehrtem Beton gebaut. Da sich dessen Erwärmung aufgrund der Hydratation mit zunehmendem Zementgehalt vergrössert, verwendet man im Mauerinnern häufig einen Kernbeton mit niedrigerem Zementgehalt (bis 180 kg/m^3). Dieser wird blockweise mit einem Vorsatzbeton (250 – 280 kg/m^3) eingebaut, der seeseitig 1.5 – 3 m, luftseitig sowie oberhalb der Gründungsfuge 1 – 2 m mächtig ist. In neuerer Zeit vereinfacht man den Einbau, indem zementarmer Beton steifer Konsistenz mit Erdbaugeräten eingebracht und verdichtet wird (**R**oller **C**ompacted **C**oncrete).

Dem Druck des aufgestauten Wassers setzen *Gewichtsmauern* ihren Gleitwiderstand entgegen (Abb. 2.5). *Bogenmauern* übertragen die Kraft über Gewölbewirkung auf den Talboden und die -flanken. Bei *Pfeilermauern* stützen Pfeiler die Zwischenwände und leiten die Kräfte in den Untergrund. Gewichts- und Pfeilermauern weisen einen ungefähr dreieckigen Querschnitt auf, wobei der wasserdichte Teil bei letzteren stärker geneigt ist. Im Gegensatz dazu wird der Vertikalschnitt von vielen Bogenmauern durch unterschiedlich gekrümmte Bögen begrenzt. Die Sohlenbreiten verdeutlicht den Unterschied: Bei einer Stauhöhe von 100 m beträgt die Breite einer Gewichtsmauer ca. 75 m, diejenige einer aufgelösten Mauer 85 m, bei einer Bogenmauer nur 25 m (Abb. 2.5). Die mittleren Flächenpressungen betragen rund 3 – 5 MPa (Gewichtsmauer), 5 – 7 MPa (Pfeilermauer) resp. 7 – 10 MPa (Bogenmauer) [2.6][2.16]. Diese im Vergleich zu Staudämmen höheren Werte sowie die geringere Anpassungsfähigkeit an Bewegungen des Untergrundes erklären, weshalb Staumauern vornehmlich auf Fels errichtet werden.

Historisch wurde die älteste Gewichtsmauer 3'000 v.Chr. für die Wasserversorgung der Stadt Jawa in Jordanien gebaut [2.14]. Auch in Baluchistan und im Irak hat man solche Konstruktionen aus zwei Trockenmauerwerksmauern mit innenliegendem Erdkern gefunden. Der erstmalige Bau aufgelöster Mauern ist den Römern zuzuschreiben, die Stützpfeiler auf der Luftseite anordneten. Die gleichen Baumeister haben auch die erste Gewölbereihenmauer (ES) und die erste Bogenmauer (FR) erstellt.

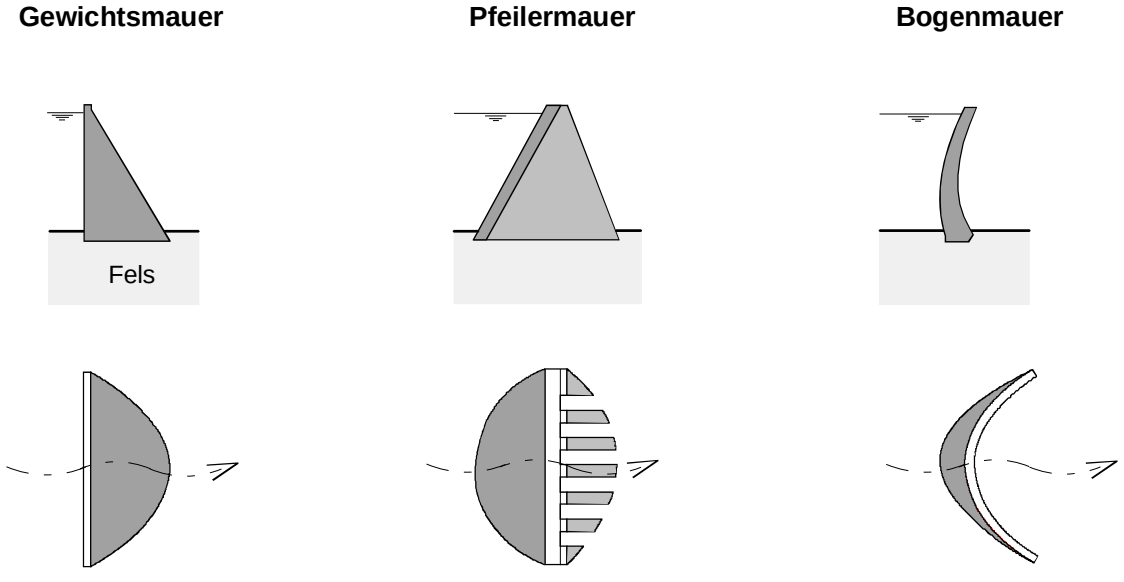


Abb. 2.5 Gewichts-, Pfeiler- und Bogenmauer im Grundriss und Querschnitt.

Die im Vergleich zu Staudämmen um eine Grössenordnung geringere Sohlenbreite von Staumauern lässt den Schluss zu, dass für deren Stabilität die Eigenschaften der Fehlstellen im Fels – z.B. deren räumliche Erstreckung – von besonderer Bedeutung sind. Dieses Problem stellt sich umso mehr, als bei schlanken Bogenmauern die Festigkeit des Konstruktionsmaterials ausgenutzt wird und örtlich beträchtliche Kräfte in den Untergrund eingeleitet werden. Bei Dämmen hingegen spielen Trennflächen im Fels nur dann eine Rolle, wenn ihre Ausdehnung mindestens derjenigen der Sohlenbreite entspräche oder ein lokales Versagen z.B. infolge innerer Erosion zu befürchten wäre. Solche Bedingungen sind aber nur in Ausnahmefällen gegeben wie beispielsweise in Waco, Baldwin Hill oder Teton (US; 1961/63/76) [2.17].

Verteilung

Weltweit werden rund 40'000 Sperrenbauwerke über 15 m Höhe gezählt, wovon nur ein Prozent höher als 100 m ist[*]. Etwa 83 % aller Staubauwerke sind Staudämme, die übrigen Staumauern. Total gibt es etwa 2'500 grosse Staumauern aus Mauerwerk (davon Zweidrittel in Asien, v.a. in China) und 4'500 aus Beton. Bei den Betonmauern handelt es sich um rund 3'000 Gewichts-, 500 Pfeiler- und 1'000 Bogenmauern, die zu 90 % nach 1930 gebaut wurden [2.19]. In der Schweiz dominieren die Staumauern aus Beton sowohl anteilmässig als auch in Bezug auf ihre Bedeutung. Der Aufsicht des Bundes unterstanden 1996 138 Staumauern (53 Bogen-, 81 Gewichts-, 4 Pfeilermauern) und 74 Staudämme (3 Stein-, 68 Erddämme)[†]. 25 Talsperren in der Schweiz sind höher als 100 m (davon 2 Staudämme), 4 sogar höher als 200 m. 86 % davon dienen der Produktion elektrischer Energie, die übrigen v.a. der Wasserversorgung oder dem Rückhalt von Hochwasser, Geschiebe oder Lawinen. Höchste Talsperre der Schweiz und weltweit höchste Gewichtsmauer ist die 1961 fertiggestellte Grand Dixence mit 285 m Höhe [2.20][2.21][2.22].

Historisch gesehen wurden im letzten Jahrhundert sehr viele Sperrenbauwerke errichtet. Zwischen 1900 und 1960 hat man in den USA 1'650, in Westeuropa 1'200 Sperrenkörper über 15 m Höhe gebaut. Besonders der wirtschaftliche Aufschwung nach dem Zweiten Weltkrieg bewog viele Kraftwerksgesellschaften in Europa, den Bau neuer Talsperren in den Hochalpen zu forcieren [2.14]. Die rege Bautätigkeit in der Schweiz lässt sich daran ersehen, dass von 1950 bis 1970 rund 80 Talsperren von über 15 m Höhe gebaut wurden. Dies entspricht etwa der Hälfte aller heute bestehenden Stauanlagen dieser Kategorie in der Schweiz [2.23].

2.4.2 Gründungsfläche

Die Gründungsfläche ist die Schnittfläche zwischen Untergrund und Sperrenkörper (Abb. 2.6). Sie wird auch als Kontakt- oder Fundationsfläche resp. als Kontakt-, Fundations- oder Gründungsfuge bezeichnet. TERZAGHI [2.24] spricht gar von einer Kontaktzone, da vor dem Bau die genaue Lage der Fundationsfläche noch nicht feststehe und erst beim Aushub definitiv festlegbar sei. Die Auflage-, Sohl- oder Aufstandsfläche umschreibt die Gesamtheit der horizontalen oder geneigten, nicht aber vertikalen bzw. überhängenden Teile der Gründungsfläche.

---

[*] Nach ICOLD [2.18] ist eine Talsperre gross, wenn ihre Konstruktionshöhe ≥ 15 m beträgt oder wenn sie bei ≥ 10 m eine Kronenlänge ≥ 500 m, ein Speichervolumen ≥ 1 Mio. m^3, eine HW-Entlastungsleistung ≥ 2‘000 m^3/s, eine spezielle Gründung oder eine unübliche Konstruktion aufweist.

[†] Der Bund beaufsichtigt Stauanlagen mit mind. 25 m Stauhöhe, mit mehr als 15 m Stauhöhe und wenigstens 50‘000 m^3 Stauraum, mit mehr als 10 m Stauhöhe und wenigstens 100‘000 m^3 Stauraum, oder mit mehr als 500‘000 m^3 Stauraum. Die Kantone beaufsichtigen die übrigen Stauanlagen gemäss Stauanlagen-Verordnung [2.20] (siehe auch Kap. 2.5).

Ihre Vorbereitung umfasst das Entfernen von Lockergestein, verwitterter und überhängender Felspartien. Durch einen schonenden Aushub sucht man ausbruchsbedingte Auflockerungen zu vermeiden. Die Oberfläche wird mit Druckwasser gesäubert, während man das Füllmaterial in Trennflächen oder Hohlräumen durch Beton ersetzt. Offene Wasseraustritte werden gefasst und abgeleitet oder verpresst.

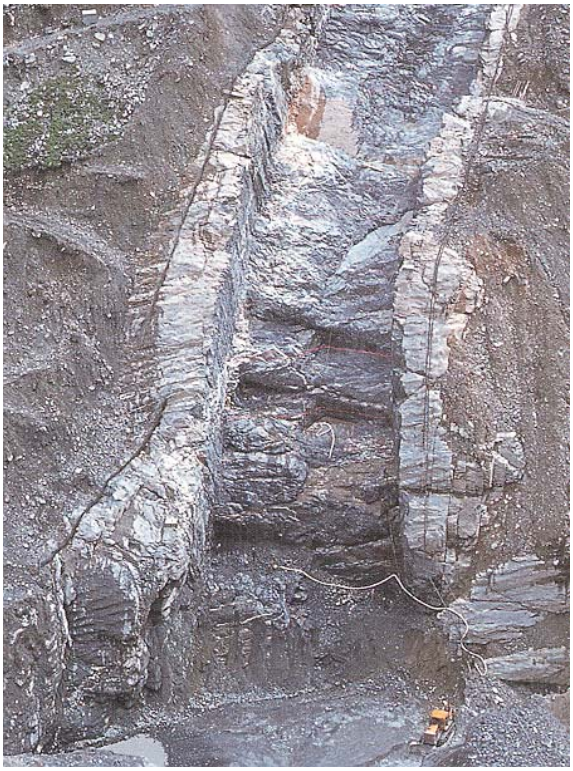


Abb. 2.6 Gründungsfläche einer Bogenmauer in einem Einschnitt. Links und rechts liegt die Felsoberfläche unter Verwitterungsprodukten [2.21].

2.4.3 Bautechnische Massnahmen

Unterhalb der Gründungsfläche sind folgende bautechnischen Massnahmen üblich:

Injektionen

Das Einpressen von Zement, Kunstharz o.ä. unter Druck in abschnittsweise abgedichtete Bohrungen bezweckt die lokale Verfüllung von Hohlräumen im Untergrund*. Das in die Öffnungen eindringende Material verdrängt das vorhandene Wasser, setzt sich ab und verfestigt sich. Das Verfüllen sämtlicher Hohlräume im Fels ist meist unmöglich, da nicht alle hydraulischen Pfade zugänglich sind (z.B. isolierte Trennflächen, solche mit geringer Erstreckung oder kleiner Öffnungsweite) [2.25][2.26].

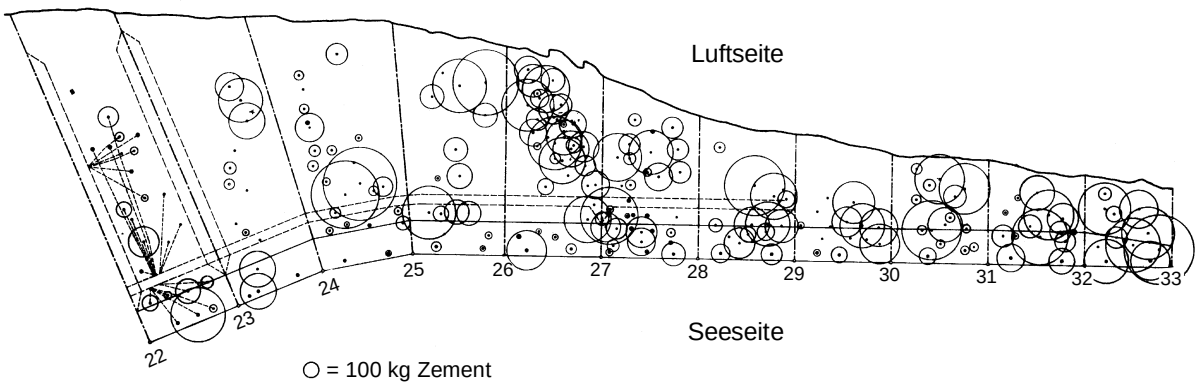


Abb. 2.7 Kontaktinjektionen im rechten Widerlager der Staumauer Albigna (siehe Kap. 11) [2.27].

* 1879 wandte HAWSLEY erstmals Injektionen an, um Risse im Felsuntergrund der Tunstall Mauer (GB) abzudichten. 1910/11 injizierte man unterhalb der River Mill-Plattenpfeilermauer (US), bis 1930 bei 19 weiteren Talsperren. Der erste zweireihige Injektionsschirm in Europa wurde 1921/22 unterhalb der Barberine-Mauer erstellt [2.15].

Je nach Ziel der Injektionen unterscheidet man:

- *Verfestigungsinjektionen:* Die 5 – 30 m langen Kontaktinjektionen (Vorspann-, Heft-, Konsolidationsinjektionen) sind rasterartig im Bereich der Fundationsfuge angeordnet (Abb. 2.7). Sie verbessern die Haftung zwischen Sperrenkörper und Untergrund, erhöhen die Tragfähigkeit und Steifigkeit des letzteren und erlauben die Nachdichtung des angewitterten oder aufgelockerten Bereichs nahe der Felsoberfläche (Abb. 2.8).
- *Abdichtungsinjektionen:* Die mitunter mehr als 100 m tiefe vertikale oder geneigte Ebene aus mehreren Bohrreihen für die Auffüllungs- oder Schleierinjektionen liegt nahe beim seeseitigen Mauerfuss (Abb. 2.8). Der Injektions- oder Dichtungsschirm bezweckt eine Verkleinerung der Durchlässigkeit resp. eine Verlängerung des Sickerweges. Die höheren Druckverluste führen schliesslich zu einer Reduktion der Durchsickerung.

Drainagen

Die 10 – 30 m langen Drainage-, Entlastungs- oder Entwässerungsbohrungen sollen eine direkte Verbindung zu wasserführenden Trennflächen oder Zonen schaffen. Sie sammeln das durch den Untergrund sickernde Wasser, leiten es ab und reduzieren damit den piezometrischen Druck*. Man unterscheidet drei Arten: Einzeldrainagen (Einzelbohrungen), Flächen-

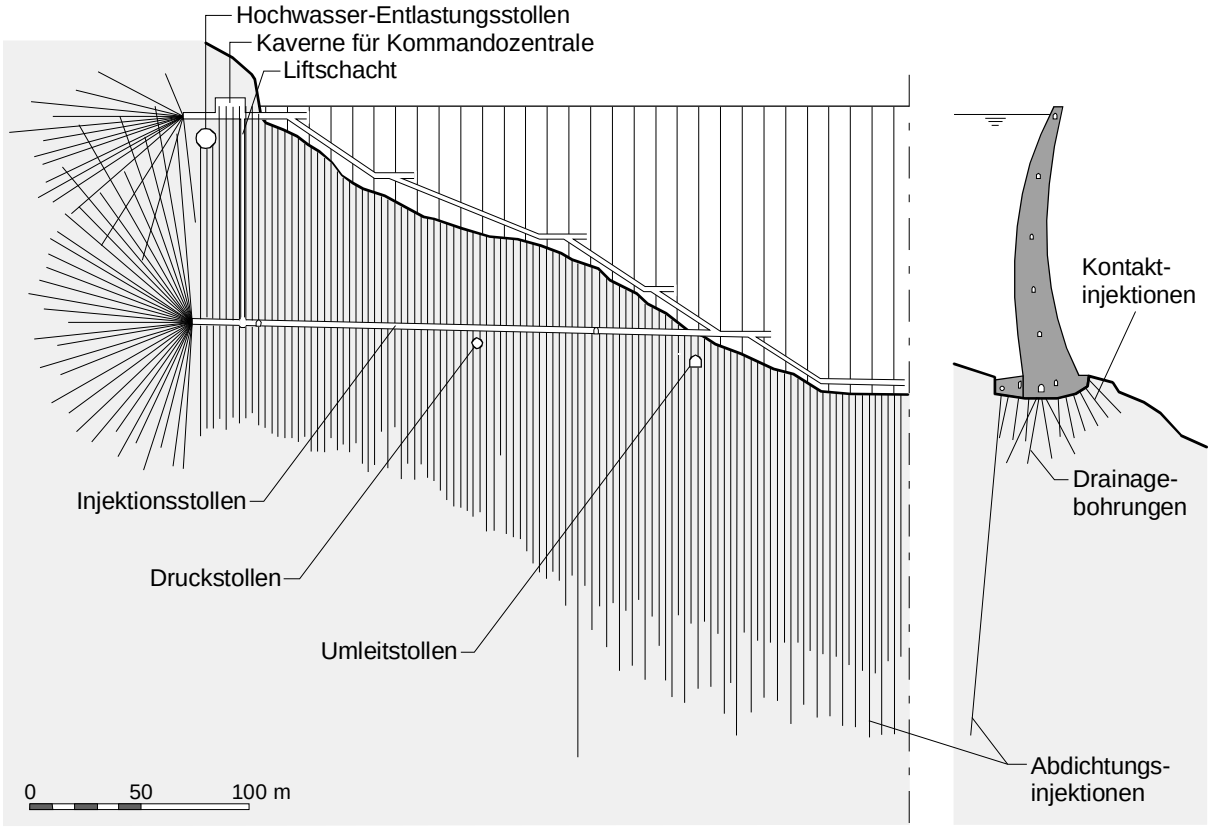


Abb. 2.8 Abwicklung des Widerlagers einer Staumauer samt Hauptschnitt mit bautechnischen Massnahmen und unterirdischen Hohlräumen.

* LEVY's Erkenntnisse aus der Untersuchung des Mauerversagens in Bouzey (Tab. 4.1) bewirkten, dass Drainagen zuerst in Gewichtsmauern, dann darunter angeordnet wurden [2.28]. Bei Bogenmauern kommen sie 1954 zum ersten Mal in Algerien, nach Malpasset (1959) systematisch zum Einsatz [2.29]. In der Schweiz haben 75 % aller Mauern Drainagen.

drainagen (ca. mauerparallel verlaufender Schirm aus nebeneinander angeordneten Bohrungen) und räumliche Drainagen (viele in Längs- und Querrichtung angeordnete Bohrungen). Drainagebohrungen werden in der Regel luftseits einer injizierten Zone abgeteuft, damit das hydraulische Gefälle keine Erosion des anstehenden Materials bewirke (Abb. 2.8).

2.4.4 Unterirdische Hohlräume

Im Bereich der Sperrstelle findet sich eine Vielzahl von Untertagebauwerken wie Stollen, Schächte und Kavernen (Abb. 2.8). Diese Nebenbauwerke dienen zum Beispiel der Um-, Zu- und Ableitung von Wasser, der Anordnung von Ausrüstungen, der Inspektion des Untergrundes oder als Zugang zu untertägigen Bauwerken. Ihr Bau erlaubt wertvolle Einsichten in die Untergrundverhältnisse, die sonst nur punktuell durch Bohrungen sondiert werden können.

2.5 Sicherheitskonzept

Stauanlagen sind Bauwerke mit einem hohen Schadenspotential im Falle eines Versagens* [2.17]. Ihre Sicherheit gegenüber drohendem Schaden (Gefahr) muss deshalb sehr hoch, das *Risiko*† – definiert als Produkt von Schadensausmass und Eintretenswahrscheinlichkeit – gering sein. Das Risiko lässt sich durch geeignete Massnahmen auf ein bestimmtes Mass reduzieren und unter Kontrolle halten [2.34]. Das verbleibende *Restrisiko* aus dem akzeptierten, allfällig falsch beurteilten und nicht erkannten Risiko ist zu akzeptieren (Abb. 2.9) [2.35]. Seine Eintretenswahrscheinlichkeit bzw. sein Schadensausmass werden nach klaren Bewertungskriterien als so gering eingestuft, dass man es unter Berücksichtigung aller Umstände als annehmbar betrachtet‡. Eine absolute Sicherheit kann nicht erreicht werden [2.34].

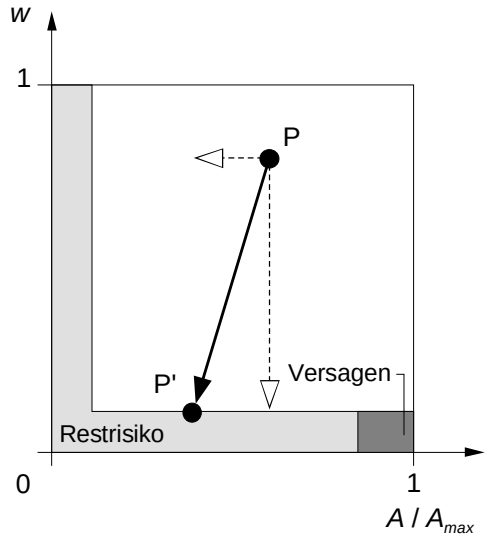


Abb. 2.9 Die Einflussgrössen des Risikos *R* mit Eintretenswahrscheinlichkeit *w* und bezogenem Schadensausmass A/A_{max}. Es kann mit geeigneten Massnahmen bis auf ein Restrisiko reduziert werden [2.31]. Das denkbare Versagen einer Talsperre gilt als klassisches „low-probability, high-loss" Risiko.

Die Eintretenswahrscheinlichkeit *w* und die Bandbreite möglicher Konsequenzen *A* werden im Rahmen von Risikoanalysen ermittelt. Bei den meisten technischen Risiken kann *w* nur

---

* = *„Collapse or movement of part of a dam or its foundation, so that the dam cannot retain water. In general, a failure results in the release of large quantities of water, imposing risks on the people and property downstream"* [2.30]. Negativ bewertete Folgen eines Versagens sind v.a. Personen-, Sach-, Umwelt- und Folgeschäden [2.31].

† Die Begriffe „Sicherheit" und „Risiko" stellen zwei Seiten derselben Medaille dar: „Sicherheit" bringt eher eine beschwichtigend-bestätigende, „Risiko" eher eine beunruhigend-zweifelnde Haltung zum Ausdruck. So spricht man z.B. von Talsperrensicherheit, meint aber die Gefahr einer Talsperrenkatastrophe [2.31].

‡ Wie z.B. die Abschätzungssicherheit, die Reversibilität von Schäden, die Verzögerungswirkung bis zum Schadenseintritt sowie das Mobilisierungspotential (Konflikte mit der Bevölkerung) [2.36]. Bei der Prüfung der Akzeptanz muss auf das Sicherheitsbedürfnis der Gesellschaft Rücksicht genommen werden [2.31]. Bei Stauanlagen in der Schweiz werden Restrisiken im Zusammenhang mit ausserordentlichen oder äusserst seltenen Ereignissen toleriert (z.B. unkritische Schäden bei Extremhochwasser/-erdbeben oder Flugzeug-/Satellitenabsturz) [2.37].

geschätzt, nicht aber nach den Kriterien der statistisch gegebenen Variabilität festgelegt werden [2.31]. Oft stösst auch die Bestimmung von *A* auf grosse Schwierigkeiten, weshalb die Risikobewertung meist den Weg der qualitativen Einschätzung geht. Die Auswirkung der Einzelkomponenten *A* und *w* auf *R* veranschaulicht Abbildung 2.9: Geht man von einem bezogenen Schadensausmass A/A_{max} aus, so ergibt sich für beide Faktoren der Wertbereich 0 bis 1. Der Wert von $R = A \times w$, den man sich als eine senkrecht zur Bildebene aufgetragene Grösse vorstellen kann, verschwindet definitionsgemäss entlang der beiden Koordinatenachsen. Will man ein mit dem Punkt P charakterisiertes Risiko verringern ($P \rightarrow P'$), geht dies mit einer Reduktion der entsprechenden Ausgangswerte von A/A_{max} und *w* einher. Gewisse Massnahmen sind spezifisch, d.h. sie vermindern entweder *w* (z.B. durch einen Drainageschirm) oder begrenzen *A* (z.B. Evakuation der Unterlieger).

Bei Stauanlagen ist man bestrebt, ein sehr hohes Sicherheitsniveau zu erreichen. In der Schweiz wird dieses Ziel in der Stauanlagenverordnung konkretisiert [2.20]. Es will das Risiko durch eine hohe *konstruktive Sicherheit* reduzieren und das Restrisiko durch eine *Überwachung* sowie ein *Notfallkonzept* unter Kontrolle halten.

Konstruktive Sicherheit

Eine Stauanlage muss für alle möglichen physikalischen Gegebenheiten korrekt entworfen, bemessen, durchbildet und gebaut sein. Wichtig ist dabei, sämtliche Risiken vorgängig zu erkennen und die Sicherheitszuschläge – abgestimmt auf *w*, *A* und die Zuverlässigkeit der Bemessungsmethode – zu wählen. Eine besondere Schwierigkeit bietet die Beherrschung ausserordentlicher Ereignisse[*]: Für sie ist der Nachweis einer ausreichenden Sicherheit für die am Standort grösstmöglichen Ereignisse zu erbringen, deren Abschätzung oft Probleme stellt. Extremereignisse müssen allerdings nicht schadensfrei überstanden werden. Die Schäden dürfen sogar massiv sein, solange bei Vollstau kein Versagen eintritt. Alle Neu- und Erweiterungsprojekte von Stauanlagen müssen deshalb im Hinblick auf die Sicherheit von der Aufsichtsbehörde genehmigt werden. Sie kann auch einen gesonderten Nachweis für bestehende Bauwerke fordern [2.4]. Die konstruktive Sicherheit muss aufrechterhalten und bei Erneuerungs- oder Sanierungsarbeiten, Umbauten, Betriebsänderungen, bei Auftreten neuer Lastfälle oder ernsthafter Beschädigung des Bauwerkes neu überprüft werden.

Überwachung

Ein drohender Schaden muss frühzeitig erkannt werden[†] [2.7]. Nur unter dieser Voraussetzung kann man rechtzeitig die notwendigen Massnahmen zur Wiederherstellung der erforderlichen Sicherheit (Unterhalt, Umbau etc.) oder zur Schadensbegrenzung ergreifen. Die Überwachung setzt die Einrichtung einer straffen, in der Schweiz vierstufigen Organisation voraus (Betreiber, Fachmann, Experte und unabhängige staatliche Aufsichtsbehörde). Die in Vorschriften festgelegte *ordentliche Überwachung* besteht einerseits aus den regelmässigen Kontrollen des *Zustandes* und des *Verhaltens* der Stauanlage samt Umgebung durch den

---

[*] = Verhaltensanomalie bezüglich der Verformung/Durchsickerung des Sperrenkörpers/Untergrundes (innere Gefahr), Naturereignisse (Bewegung einer Talflanke, instabile Lockergesteins-/Festgesteins-/Eis-/Schneemasse oberhalb Stausee, Hochwasser, Erdbeben), ein Sabotageakt oder eine militärische Einwirkung (äussere Gefahren) [2.38].

[†] Als Ursache kommt ein *„natürliches“* oder ein *„ausgelöstes Ereignis“* in Frage (z.B. Hochwasser, Erdbeben oder Folgen menschlicher Einwirkungen wie Sabotage, Explosion, Bombardierung etc.). Weiter kennt man auch *„aussergewöhnliche“* und *„projektbedingte Ursachen“*: Hierzu gehören z.B. ein Ausfall der Stromversorgung oder mechanischer Anlagen, ein mangelhaftes Projekt (Unterdimensionierung, falsche Annahmen, Ausführungs-/Materialfehler etc.) oder der aktuelle Sperrenzustand (z.B. Rissbildung, Alterung, Abnutzung, Auswaschen des Injektionsschirms) [2.37].

Tab. 2.1 Überwachung von Stauanlagen; grosse Anlagen weisen eine Stauhöhe von über 40 m oder einen Stauraum von über 50'000 m^3 auf [2.7].

Ordentliche Überwachung	Verstärkte Überwachung
• Regelmässige Kontrolle: - Zustand: Mind. 1 *visuelle Kontrolle* / Woche Mind. 1 *Funktionsprobe* / Jahr - Verhalten: Mind. 1 *Kontrollmessung* / Monat • Periodische Sicherheitsüberprüfung: - Grosse Anlagen: Alle 5 Jahre - Kleine Anlagen: Bei Bedarf	- Bei konkreter Gefahr - Während aussergewöhnlichen Hochwassern - Nach stärkeren Erdbeben (ab Magnitude 3)

Betreiber, andererseits aus den *fachtechnischen Kontrollen* und *Sicherheitsüberprüfungen* durch Fachleute und Experten (Tab. 2.1). *Visuelle Kontrollen* und *Funktionsproben* geben Auskunft über den Zustand der Anlage, *Kontrollmessungen* über deren Verhalten[*]. Aus den Daten der erfassten physikalischen Messgrössen (Verformungen, piezometrische Drücke etc.) lassen sich jedoch nicht alle Aspekte einer Gefahr ersehen: So kann man z.B. die Sicherheitsmarge gegenüber einem denkbaren Mauerversagen nicht feststellen, obschon ein Versagen meist progressiv, d.h. mit ausreichender zeitlicher Verzögerung, vonstatten geht [2.39]. Neben den regelmässigen Kontrollen finden alle 5 Jahre *Sicherheitsüberprüfungen* durch Experten (Bauingenieur/Geologe) statt. Sie beinhalten die umfassende Prüfung des Zustandes und des Verhaltens des Sperrenbauwerks, seiner Fundation und Umgebung. Die *ordentliche Überwachung* wird verstärkt, wenn unerwartete Ereignisse eintreten oder Anzeichen eines erhöhten Risikos vorliegen. Eine *verstärkte Überwachung* ist auch bei Hochwasser oder Erdbeben vorgesehen: Im ersten Fall erfolgt ab Eintreten eines festgelegten Zustandes eine permanente Überwachung, im zweiten ordnet die Aufsichtsbehörde eine ausserordentliche Kontrolle an.

Notfallkonzept

Einer bisher nicht aufgetretenen Gefahr muss mit zeit- und sachgerechtem Handeln entgegengewirkt werden [2.38]. Das Notfallkonzept basiert auf einer umfassenden Analyse all jener Restrisiken, die selbst bei einer hohen konstruktiven Sicherheit der Stauanlage in Kauf genommen werden müssen. Es legt fest, welche Massnahmen unter welchen Voraussetzungen getroffen werden müssen. Geeignete planerische, materielle und organisatorische Vorbereitungen können im Anschluss daran getroffen, Handlungsanweisungen formuliert werden. Dabei muss zwischen *langsamen*, in ihrer Entwicklung verfolgbaren (z.B. Verhaltensanomalie), und *überraschend auftretenden Ereignissen* unterschieden werden (z.B. Erdbeben): Bei Ersteren kann zeitgerecht gehandelt, bei Letzteren nur noch im Nachhinein reagiert werden. Zur Bewältigung einer Gefahr stehen grundsätzlich vier Gegenmassnahmen zur Verfügung: *Technische* und *betriebliche Massnahmen*, *vorsorgliche Absenkung* der Stauhaltung sowie *Evakuation* der betroffenen Bevölkerung aus der gefährdeten Zone (bei unmittelbarer Gefahr eines Versagens). In der Schweiz ist die Notfallstrategie in drei Stufen gegliedert: Ab Erkennen einer Gefahr wird eine verstärkte Überwachung veranlasst, die Lage laufend beurteilt und das Ereignis einer Gefahrenstufe zugewiesen. Sie ordnen die Ereignisse nach ihrer Beherrschbarkeit und teilen ihnen entsprechende Gegenmassnahmen zu.

---

[*] Ein Messprogramm visiert meist noch andere Ziele an: So sollen z.B. zusätzlich Entwurfsgrundlagen überprüft, Beweise gesichert, Auswirkungen von Massnahmen überwacht oder das Bauwerksverhalten besser verstanden werden.

Nutzungs- und Sicherheitsplan

Die Umsetzung des erstrebten Sicherheitsniveaus beginnt in der Projektierungsphase mit der Ausarbeitung des *Nutzungs*- und des *Sicherheitsplans.* In diesen Grundlagedokumenten werden die Anforderungen an die Nutzung bzw. an die Sicherheit geregelt[*].

- *Nutzungsplan:* Er beinhaltet die zwischen Bauherrn und Projektverfasser vereinbarten Projektvorgaben. Es sind dies Angaben zur Nutzung (inkl. Dauer, Betriebsbedingungen), zu den Grundlagen und allgemeinen Regeln (Gesetzgebung, Konzession, Normen etc.), örtlichen Gegebenheiten (Topographie, Geologie, Hydrologie, Umwelt), zur Auslegung des Sperrenbauwerks (z.B. Geometrie, Bemessungskriterien, Bevölkerungsschutz) und zu wichtigen Nebenanlagen (Grundablass, Hochwasserentlastung, Fassung etc.) [2.37][2.41].
- *Sicherheitsplan:* Er dient dem methodischen *Erkennen von Gefährdungsbildern*, ihrer *Beurteilung* und der *Festlegung von Massnahmen*, welche das Risiko auf das akzeptierbare Mass beschränken sollen [2.31]. Für die Sicherheit ist entscheidend, ob Einflüsse, die eine Gefahr für das Bauwerk darstellen könnten, korrekt beurteilt und Vorkommnisse mit evtl. nachteiligen Folgen erkannt werden [2.34]. Dem systematischen Aufstellen und konsequenten Durchdenken von möglichen unerwünschten Ereignissen kommt damit eine besondere Bedeutung zu. Der Sicherheitsplan hilft, die Vielzahl der Aspekte überschaubar zu machen. Sein Aufbau ist der folgende: Zuerst bringt man die wichtigsten technischen Merkmale von Sperrstelle und Bauwerk zur Darstellung, dann folgen alle Gefährdungsbilder (Wirkung) samt ihren Auslösern (Ursache) bzw. den ihnen vermutlich zugrunde liegenden Mechanismen. Nach einer Risikobewertung aufgrund der Kriterien Eintretenswahrscheinlichkeit und Schadensausmass werden geeignete Massnahmen mit den zugehörigen Dokumenten aufgelistet. Sie zielen darauf ab, das *Risiko* zu *beseitigen* (durch Massnahmen am Gefahrenherd), zu *vermeiden* (durch konzeptuelle Änderungen), zu *verringern* (durch ausreichende Bemessung) oder zu *akzeptieren* (= Restrisiko, dafür Überwachung/Notfallkonzept). Die Dokumente enthalten ergänzende Informationen, Begründungen, Handlungsanweisungen etc., da die Vielschichtigkeit von Sicherheitsproblemen oft die Möglichkeiten einer visuellen Darstellung sprengt. Der Sicherheitsplan weist nur eine begrenzte räumliche und zeitliche Gültigkeit auf – zum einen, weil er sich auf einen genau begrenzten Teil der Sperrstelle bezieht, zum andern, weil der wachsende Informationsstand im Laufe der Ausführung Änderungen bewirken kann. Ein derart formalisiertes Vorgehen mit strikter Trennung zwischen Analyse und Bewertung erfordert eine präzise Ausdrucksweise.

Im Rahmen der vorliegenden Ausführungen wollen wir uns auf die Aspekte der *konstruktiven Sicherheit* beim Entwurf neuer oder bei der Überprüfung bestehender Staumauern beschränken. Von einer gedanklichen Auseinandersetzung mit der Überwachung und Notfallkonzepten wird Abstand genommen, auch wenn die Kombination von Analyse und Beobachtung viel zum besseren Verständnis der Realität beitragen könnte. Die Praxis lehrt, dass Entwurfsfehler mit katastrophalen Folgen seltener auf der Ebene der Berechnung von Kräften und Verformungen, sondern eher auf der Ebene der Entwurfslogik geschehen [2.42]. Zur Vermei-

---

[*] Nutzungs- und Sicherheitsplan werden im Swisscode durch die *Nutzungsvereinbarung* und die *Projektbasis* ersetzt. Sie gliedern die Anforderungen und Festlegungen an das Projekt nach Verantwortlichkeiten: In der *Nutzungsvereinbarung* hält der Bauherr die übergeordneten, bauwerksspezifischen Nutzungs- und Schutzziele, in der *Projektbasis* der Projektverfasser die ingenieurtechnische, tragwerksspezifische Umsetzung fest [2.40]. Beide Dokumente enthalten damit Elemente des bisherigen Nutzungs- und Sicherheitsplans. Ob in der Projektbasis die nutzungsrelevanten Aspekte unter dem Titel Nutzungsplan, die sicherheitsrelevanten unter dem Titel Sicherheitsplan aufgelistet werden, bleibt offen.

dung konzeptioneller Fehler muss folglich das Schwergewicht auf die logische Konsistenz und Kohärenz bei der *Modellierung* gelegt werden.

2.6 Modellierung

Ein *Modell* ist ein vereinfachtes Abbild der Wirklichkeit für die Durchführung von Untersuchungen. Es soll die sachdienlichen Tatbestände trotz der angestrebten Einfachheit korrekt wiedergeben. Damit man seine Aussagekraft richtig beurteilen kann, muss beim Bilden von Modellen eine klare Ordnung unter den grundlegenden Annahmen und ihren Voraussetzungen herrschen. Sämtliche Idealisierungen sind ausführlich zu dokumentieren, damit sie von Fachleuten nachvollzogen werden können. Ein besonders hoher Stellenwert kommt der Vollständigkeit und Folgerichtigkeit des Denkens zu: Die Grenzen der aktuellen Kenntnisse müssen aufgezeigt, die Stichhaltigkeit der Aussagen belegt werden. Methodische Zweifel sind unausgesprochenen Gewissheiten vorzuziehen[*].

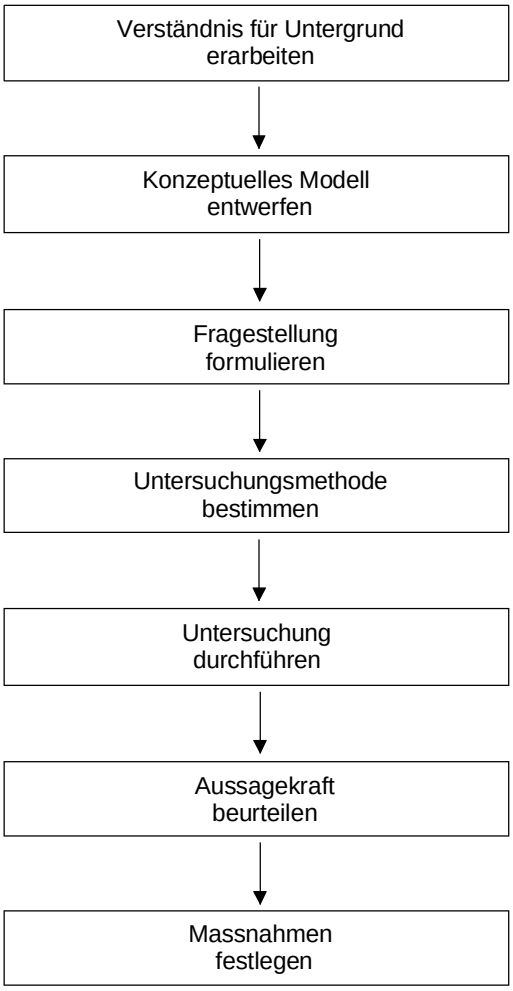


Abb. 2.10 Vorgehen bei der Modellierung.

Die *Modellierung* verläuft schrittweise (Abb. 2.10): Zuerst wird das *Verständnis* für den Untergrund erarbeitet und in einem *konzeptuellen Modell* festgehalten. Im Anschluss daran formuliert man die *spezifische Fragestellung* und schreitet zur Evaluation und Verifizierung einer adäquaten *Untersuchungsmethode*. Nach der *Untersuchung* wird die *Aussagekraft* der Ergebnisse anhand einer Gegenüberstellung „Annahmen – Phänomen" beurteilt, beziehen sie sich doch auf das vereinfachte Abbild und nicht auf die Realität [2.42]. Den Abschluss bildet die Festlegung der notwendigen *Massnahmen*. Eine solch bewusste Vereinfachung der Wirklichkeit reduziert die Gefahr, angesichts der Komplexität der Aufgabe den Überblick zu verlieren. Es ist naheliegend, dass das Ergebnis eines jeden Schrittes nur so gut sein kann, wie der vorausgegangene bewältigt wurde. Eingebaute Kontrollpunkte erlauben, die Plausibilität der benutzten Daten und Zwischenergebnisse zu überwachen. Das eigene Urteilsvermögen sowie Prüfungen durch Drittpersonen helfen, logische Fehler wie Widersprüche oder Versehen zu entdecken [2.44].

---

[*] *„Judgment is required to set up the right lines for scientific investigation, to select the appropriate parameters for calculations, and to verify the reasonableness of the results. What we can calculate enhances our judgment, allows us to make better judgments, permits us to arrive at better engineering solutions. Yet, although theory can improve our judgment, it can also inhibit judgment if it is used without discrimination and without critical evaluation"* [2.43].

In der Geotechnik unterscheidet man heute die in Abbildung 2.11 b) dargestellten Modellarten. Sie gründen alle auf der Beschreibung der relevanten Eigenschaften des Untergrundes, die im Prinzip bereits ein geologisch-hydrogeologisches Modell darstellt. Zu den Modellen:

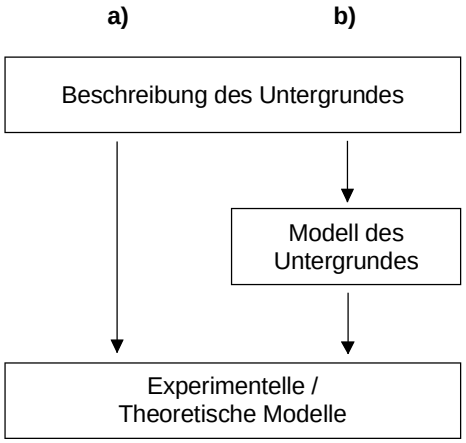


Abb. 2.11 Modelle in der Geotechnik:
a) Bisherige Vorgehensweise
b) Verbesserte Vorgehensweise

- *Beschreibung des Untergrundes:* Sie beruht auf einer umfassenden geotechnischen Erkundung und beinhaltet eine sorgfältige Analyse der vorhandenen Felsstruktur unter Berücksichtigung der topographischen Gegebenheiten. Die massgebenden Gesteins- und Trennflächeneigenschaften werden kurz beschrieben und zeichnerisch festgehalten [2.26][2.45]. Kapitel 11.4 zeigt hierzu eine Lösung für die Staumauer Albigna.
- *Modell des Untergrundes:* Das vom Standpunkt der Statik vereinfachte Abbild der Wirklichkeit fasst die geometrischen Grössen und die im Hinblick auf die Stabilität, Verformbarkeit und Durchlässigkeit massgebenden Eigenschaften in einem widerspruchsfreien Gesamtbild zusammen[*]. Häufig auch als „Baugrundmodell", „Gebirgsmodell" oder „Geotechnisches Modell" bezeichnet, bildet es die Basis für eine systematische Zusammenstellung unerwünschter Gefährdungs- und Nutzungszustände[†]. Bei der Synthese der geologischen Informationen sind die erhobenen Fakten und Annahmen strikte zu trennen und unzweideutige Begriffe zu verwenden. Dies verbessert nicht nur die Transparenz, sondern wirkt vor allem der gefährlichen Vermischung von Tatsachen, Vermutungen, Folgerungen etc. entgegen[‡]. Zudem vermeidet man damit die Benutzung von Daten ohne Kenntnis ihrer theoretischen oder empirischen Entstehung. Daneben bietet es sich auch als Archiv für die Aufnahme künftiger Beobachtungen und Erkenntnisse an. Das Modell behält solange seine Gültigkeit, bis es durch den zunehmenden Kenntnisstand überholt wird. Wie ein solches Modell für den Felsuntergrund einer Staumauer aussehen kann, wird in Kapitel 11.5 dargelegt.
- *Experimentelle und Theoretische Modelle:* Als zusätzliche Abstraktion der Realität erlauben sie die quantitative Untersuchung spezifischer Fragestellungen, wie sie sich im Laufe vertiefender Studien für die einzelnen Gefährdungsbilder ergeben. Solche Modelle gelangen beispielsweise zur Anwendung, wenn man das Kräftespiel im Felsuntergrund, die Wechselwirkung zwischen Staumauer und Untergrund oder Beobachtungen und Messresultate interpretieren will. Je nach Art des Modells sind weitere Idealisierungen zur

---

[*] *„Il s'agit, en effet, de compléter le modèle géologique du site par un modèle géotechnique précisant la répartition des caractéristiques utiles au constructeur"* [2.46].

[†] *„To avoid the shortcomings associated with present practice requires first of all expert translation of the findings of the geologist into physical and mechanical terms. Next it requires the evaluation of the most unfavourable mechanical possibilities which would be expected under the existing geologic conditions; and finally to assume for the design of the structure the most unfavourable possibilities. These mental operations represent by far the most important, most difficult, and most neglected tasks in the field of dam foundations"* [2.47].

[‡] Bei Gefährdungsbildern arbeitet man mit Annahmen; die Folgerungen lassen sich begründen, sind aber nicht zwingend. Im Gegensatz dazu sind die Prämissen bei den Untersuchungsmethoden axiomatisch; hält man an den Grundannahmen fest, so ist der Rest zwingend. Wahre Prämissen und logisch korrekte Folgerungen ergeben demnach richtige Resultate.

Abgrenzung des Systems, den Anfangs- und Randbedingungen oder den Materialeigenschaften erforderlich. Das System kann sich dabei in zwei oder drei Dimensionen erstrecken, derweil die Bedingungen aus dem Typ der Staumauer und dem betrachteten Zustand resultieren. Die Erfassung notwendiger Materialeigenschaften geschieht im Labor oder im Feld. Sie beruht auf den bekannten Verfahren der Fels- und Bodenmechanik. Es liegt in der Natur der Sache, dass die Modelle nur die an sie gestellten Fragen beantworten – keines vermag die Wirklichkeit vollumfänglich zu erfassen. Die Ergebnisse sind folglich nur Prognosen über das spätere Verhalten, die je nach Genauigkeit der massgebenden Kennwerte und Wirklichkeitsnähe des Modells abweichen. *Doch selbst wenn die Ergebnisse häufig nur einen rein hypothetischen Charakter haben, lassen sich damit zumindest die Abhängigkeit verschiedener Modellgrössen studieren sowie Ursache und Wirkung erklären*[*].

Der Entwurf eines speziellen Modells des Untergrundes war früher im Talsperrenbau nicht üblich (Abb. 2.11 a). Es war vielmehr gängig, die Idealisierung von Anfang an auf die Erfordernisse eines bekannten Bemessungsverfahrens abzustellen. Eine zu frühe Festlegung steht jedoch einer objektiven Überprüfung seiner Eignung im Wege. Hinzu kommt eine stark eingeschränkte Korrekturmöglichkeit, da ein später als zweckdienlicher erscheinendes Modell unter Umständen andere Anforderungen an Art und Güte der Eingangsdaten stellt, die sich dann nicht oder nur ungenügend erfüllen lassen. Die hier dargelegte, theoretisch-wissenschaftlich begründete Vorgehensweise (Abb. 2.11 b) ist ungleich strenger. Sie ist in der Lage, die notwendigen Voraussetzungen für eine stringente Argumentation bei der Entscheidungsfindung zu schaffen. Eine solche muss im vorliegenden Fall aufgrund der weitreichenden Konsequenzen gefordert werden. Zumindest von Seiten der Vorgehensweise kann damit der Anspruch an die gebotene *Sorgfaltspflicht* als erfüllt betrachtet werden.

[*] *„As is the case with many analysis made in geotechnical engineering practice, the true value of the analysis often lies in the insights and understandings that come from careful formulation of the problem. Thus an analysis may be useful even if the numerical results are not used directly in a decision-making process“* [2.42].

3 Beschreibung

Die für die Stabilität relevanten technischen Eigenschaften von Bauwerk und Untergrund lassen sich mit Erkundungen, Labor- oder Feldversuchen erfassen. Sie bezwecken eine möglichst vollständige, objektive und einheitliche Erhebung aller empirischen Tatbestände, um daraus Kennwerte für die späteren Untersuchungen (Entwurf, Bemessung etc.) abzuleiten.

Am Anfang stehen die visuell erkennbaren Merkmale im Zentrum der Betrachtungen. Ausdehnung, Form, Aufbau, Oberflächenbeschaffenheit, Farbe etc. erlauben wichtige Rückschlüsse, weshalb wir ihre Bestimmung kurz erläutern. Die Ausführungen behandeln vornehmlich jene direkt beobachtbaren Eigenschaften von Fels, deren Kenntnis für die anstehende Fragestellung notwendig erscheint. Auf Fragen der Petrographie, Lithologie und Tektonik wird lediglich am Rande eingegangen. Auch die Eigenheiten von Staumauern streift man nur insofern, als sie in einem engeren Zusammenhang mit dem Thema stehen. Daneben soll das Verständnis für die wichtigsten Begriffe vertieft werden, um sie in ihrem Kern zu fassen. Wichtige Beziehungen untereinander stellen wir später dar.

Gegenstand einer Beschreibung kann entweder die Einheit von Bauwerk und Untergrund als ganzes (Fall I in Abb. 3.1), einer ihrer Hauptbestandteile (Fall II) oder die Matrix sein (Fall III). Letztere besteht bei der *Staumauer* aus dem Konstruktionsmaterial Beton, beim *Fels* aus Gestein. Zwischen äusserer Erscheinung und innerem Aufbau existiert eine Abhängigkeit, die als Erstes erläutert werden soll.

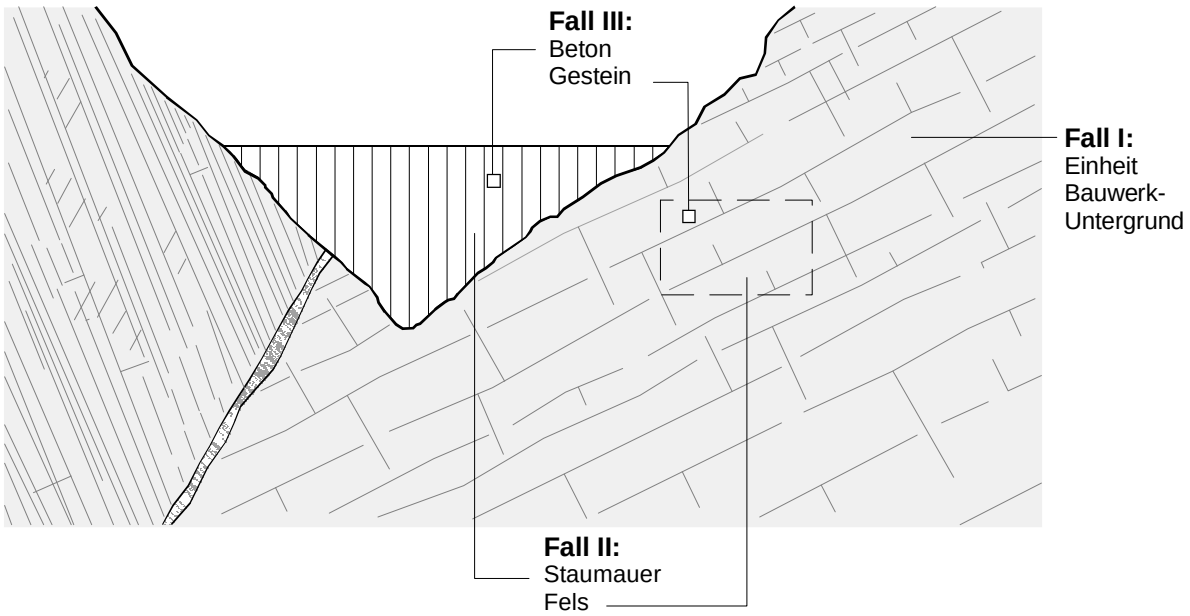


Abb. 3.1 Gegenstand der Beschreibung: Im Fall I befasst man sich mit dem Grossbereich, im Fall II mit den beiden Hauptbestandteilen und im Fall III mit der Matrix.

3.1 Form und Gefüge

Bauwerk und Untergrund weisen eine innere Gliederung auf. Sie repräsentiert zum Zeitpunkt ihrer Betrachtung den „Zustand vorangegangener Bildungsvorgänge“ [3.1]. Im Fels unterscheidet man je nach Ausdehnung des Untersuchungsgebietes (Abb. 3.1) zwischen dem *Grossgefüge* (Fall I/II) und dem *Korngefüge* (Fall III) [3.2]. Daneben stellt man dem Gefügebegriff auch ein wichtiges Merkmal voran: Im Kleinen das Einzelkorn (*Korngefüge*), im Grossen die Flächen (*Flächengefüge*). Zusätzlich wird auch zwischen dem Primär- und dem Sekundärgefüge differenziert [3.3]: Das *Primärgefüge* entsteht als erstmalige Bildung aus Schmelzen und Lösungen, das im festen Zustand durch tektonische Einwirkungen oder die Verwitterung zu einem *Sekundärgefüge* (= tektonisches Gefüge) umgeformt werden kann.

Trennflächen sind schmale Zonen mit einer sprunghaften Änderung der Materialeigenschaften* [3.6]. Sie kommen sowohl im Untergrund als auch im Bauwerk vor und lassen sich in die in Abbildung 3.2 dargestellten Gruppen unterteilen [3.4]. Eine *effektive Trennfläche* ist eine Fläche im Raum, die lokal den Zusammenhalt in einem Bereich aufhebt. Liegt nur eine Schwächung des Zusammenhalts vor, so handelt es sich um eine *potentielle Trennfläche.*

Trennflächen entstehen entweder durch mechanisch-thermische Überbeanspruchung (*Riss*) oder durch ein Zusammenfügen von zwei Körpern (*Fuge*). Verschwindet der Zwischenraum zwischen benachbarten Körpern, wird die Fuge zur Grenzfläche, wobei die Güte des Kraftschlusses über die Art der Trennfläche bestimmt. Auch die räumliche Ausdehnung des Untersuchungsgebietes spielt eine Rolle: So können mehrere hintereinander liegende effektive Trennflächen (Fall III) als eine einzige potentielle (Fall I) angesprochen werden.

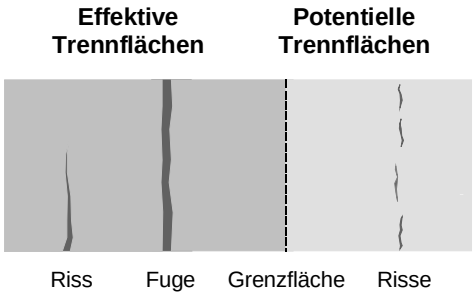


Abb. 3.2 Unterteilung der Trennflächen.

Bauwerk und Untergrund zeigen zwischen dem inneren Aufbau (*Gefüge*) und der äusseren Erscheinung (*Form*) eine ungleiche Abhängigkeit. Das künstliche Material Beton bietet die Möglichkeit, die Formgebung einer Staumauer aufgrund von übergeordneten Kriterien festzulegen. Das Korn- und Flächengefüge wird innerhalb bestimmter Grenzen *gewählt* und ist *bekannt*. Beim Fels liegen die Verhältnisse anders: Das Gefüge ist *vorgegeben* und entzieht sich mehrheitlich einer direkten Beobachtung. Seine inhärenten Eigenschaften lassen sich nur an zugänglichen Felsoberflächen beobachten, deren äusseres Erscheinungsbild massgeblich vom Flächengefüge geprägt wird. Eine Gefügebeschreibung im Fels ist deshalb stets *lückenhaft* und mit erheblichen Unsicherheiten behaftet. Die Geländeform stellt demnach das zufällige Resultat einer langen geologischen Vorgeschichte, die Mauerform die zweckmässige Lösung einer konstruktiven Aufgabe dar.

* Trennflächen („*planes of weakness*“) und Gesteinsgrenzen gehören zu den Diskontinuitäten [3.4], die begrifflich nicht einfach zu fassen sind. In der Literatur existieren denn auch verschiedene Definitionen für „Diskontinuität“ [3.5].

3.1.1 Mauerform

Der Formenreichtum vorhandener Staumauern ist beträchtlich: Im Grundriss sind gerade, polygonal geknickte oder gekrümmte Kronenachsen ebenso verbreitet wie Ein-, Zwei-, Mehrfach oder Korbbogen, elliptische und parabolische Bogen sowie logarithmische Spiralen. Die Mauerdicke kann sowohl im Horizontalschnitt über die Kronenlänge variieren, als auch in vertikaler Richtung zur Krone hin abnehmen. Neben vertikalen Querschnitten mit lotrechter resp. leicht geneigter Seeseite gibt es auch geneigte, gekrümmte oder unterteilte [3.7].

Die *Gewichtsmauern* (Tab. 3.1) mit ihrer charakteristischen Blockstruktur besitzen einen annähernd dreiecksförmigen Querschnitt mit senkrechter Seeseite. Die *Pfeilermauern* stellen eine Weiterentwicklung der Hohlpfeilermauer dar, so dass zwei Bauwerkselemente mit unterschiedlichen Funktionen entstanden: Eine Reihe meist gleichartiger, in der Regel gleich weit voneinander entfernter Pfeiler, gegen die sich eine aus verdickten Köpfen, Platten oder Gewölben gebildete Stauwand stützt (Tab. 3.1, Abb. 3.3). Die Grundplatte beschränkt sich manchmal auf einzelne Felder oder geht durch [3.11]. Die *Bogenmauern* (Tab. 3.1) sind dünne, gebogene Bauwerke mit einer Basisstärke kleiner als die halbe Höhe [3.12]. Zur Unterscheidung zieht man häufig das Verhältnis Kronenlänge zu Mauerhöhe (oft < 5:1), den Schlankheitsgrad (Sohlenbreite/Höhe) oder den Schlankheitskoeffizienten* heran.

Tab. 3.1 Übersicht über die drei Hauptgruppen von Staumauern [3.7][3.8][3.9][3.10].

Gewichtsmauern	
Gewichtsmauer:	Mauer mit dreieckigem Querschnitt (oft mit aufgesetzter Krone) und wenig gekrümmter, z.T. abgewinkelter Kronenachse.
Bogengewichtsmauer:	Im Grundriss gekrümmte, in der Mitte schmalere Gewichtsmauer.
Hohlpfeilermauer:	Gewichtsmauer mit Hohlräumen in Quer- und Längsrichtung zur Materialeinsparung.
Pfeilermauern	
Pfeilerkopfmauer:	Aufgelöste Mauer mit Verbreiterung des seeseitigen Pfeilerendes, um den freien Raum zwischen den Pfeilerwänden zu überbrücken. Die Form der Verbreiterung stellt ein charakteristisches Merkmal des jeweiligen Typs dar (z.B. Rund-, Rhombenkopf, T-förmiger Kopf). Neben Einzelpfeilermauern mit offenen Zwischenräumen gibt es auch Doppelpfeilermauern, wobei häufig zwei Pfeiler zu einem Hohlpfeiler vereinigt sind.
Pfeilerplattenmauer:	= Ambursenmauer. Aufgelöste Mauer, die auf der Seeseite aus dünnen, oft armierten Platten besteht, die luftseitig durch regelmässig angeordnete Pfeiler unterschiedlichster Form gestützt werden.
Pfeilerbogenmauer:	= Gewölbereihen-, Mehrfachgewölbemauer. Aufgelöste Mauer, deren seeseitiger Teil aus einer Serie von Bogensegmenten besteht, die z.T. luftseitig gestützt werden. Bei einer Pfeilerkuppelmauer sind die Bogensegmente horizontal und vertikal gekrümmt.
Bogenmauern	
Zylindermauer:	Einfach gekrümmte Bogenmauer mit zylindrischer Innen- und kegelförmiger Aussenseite, die in jedem horizontalen Segment den gleichen Krümmungsradius aufweist.
Gleichwinkelmauer:	In horizontaler und vertikaler Richtung gekrümmte Bogenmauer, die aus Kreissegmenten mit nach unten kleineren Radien und variablen Zentren bei konstantem Öffnungswinkel zusammengesetzt ist.
Kuppelmauer:	In horizontaler und vertikaler Richtung gekrümmte Bogenmauer, die aus Kreissegmenten mit unterschiedlichen Radien besteht und die Krone z.T. luftseitig überhängt.

* Schlankheitskoeffizient $C = F^2 / VH$ mit F = abgewickelte, durch Sperre abgeschlossene Fläche des Talquerschnittes, V = Betonvolumen, H = Höhe. Schlankheitskoeffizienten über 15 haben jeweils zu Problemen geführt [3.13].

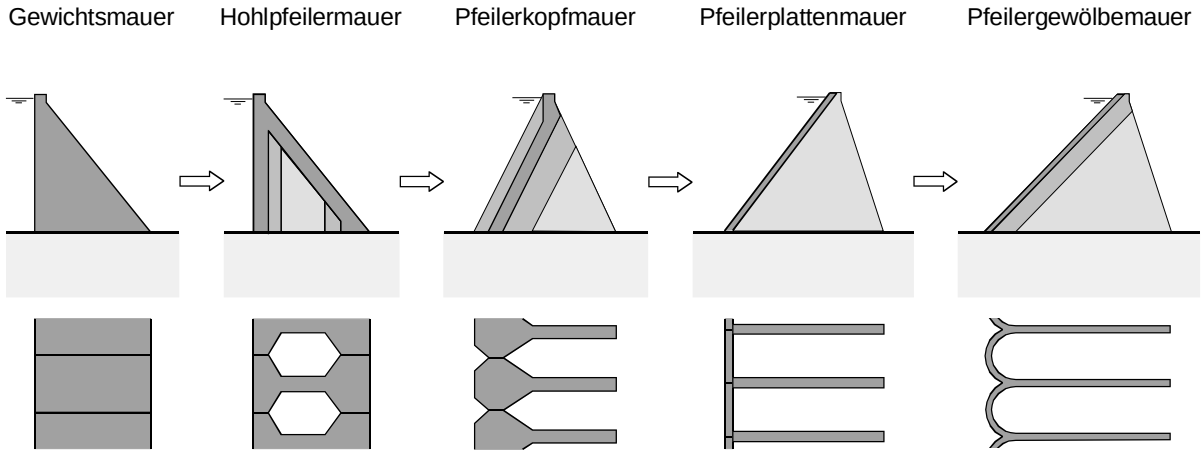


Abb. 3.3 Ableitung der Pfeilermauern von der Gewichtsmauer im Grundriss und Querschnitt [3.12].

3.1.2 Geländeform

Eine Beschreibung der Sperrstelle beinhaltet Angaben zur Form und Bedeckung des Geländes. Das Relief kann durch Einmessen von Punkten auf der Geländeoberfläche bestimmt werden (siehe Kap. 10.1). Während Einzelpunkte nur geometrische Informationen beinhalten, beschreiben *Höhenlinien* zusätzlich die Geomorphologie, indem sie implizit Gerippelinien* und Kanten enthalten. Auch Kuppen, Sättel und Senken lassen sich erkennen. Die in Abbildung 3.4 zusammengestellten Formelemente zur Wölbung erleichtern eine Schilderung des Reliefs [3.16]: Die *Plankurvatur* bezeichnet die horizontale, die *Profilkurvatur* die vertikale Komponente der Wölbung (Neigungsveränderung entlang der Falllinie).

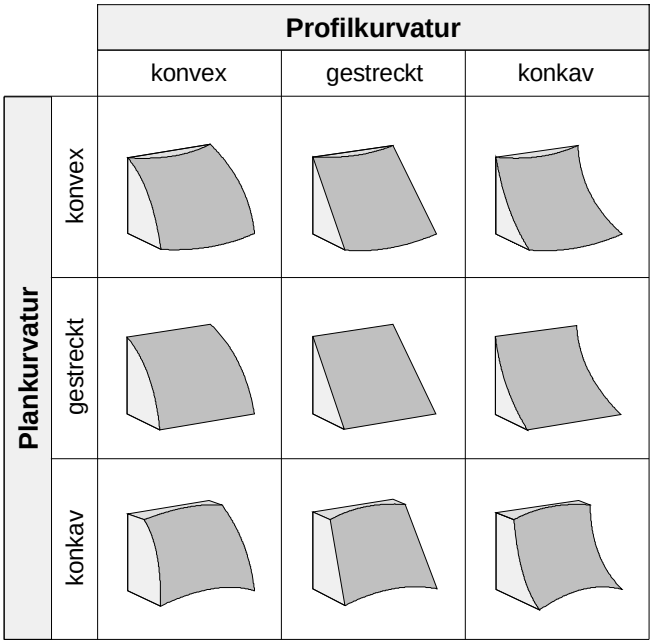


Abb. 3.4 Elemente für die Relief-Beschreibung [3.15].

Ein Tal entsteht durch die erodierende Tätigkeit eines Wasserlaufs oder Gletschers. Zwischen seiner Form und dem Gefüge im Untergrund existiert eine Wechselwirkung, die sich aus dem Erosionswiderstand des Gesteinsverbandes ergibt. Der Talweg kann parallel zum richtungsabhängigen Gefüge verlaufen oder letzteres schneiden (kon- bzw. diskordant). Symmetrie resp. Asymmetrie eines Tals sowie die Art der Abstufung sind wichtige Hinweise auf die Eigenschaften des Gefüges: So sind z.B. die Talflanken umso steiler, je weniger ausgeprägte Fehlstellen im Fels vorkommen. Ein unterschiedlicher Aufbau gegenüberliegender Talseiten

* = Grundrissdarstellungen von Wasserverteilern und -sammlern (Kamm-/Tallinien). In diese Fallinien minimalster Steigung münden benachbarte Fallinien tangential ein [3.14].

oder markante Felsriegel deuten auf stark ausgeprägte Trennflächen hin, entlang derer ein Einschneiden durch Verwitterung und Ausräumen möglich war [3.17]. Eine Asymmetrie kann aber auch auf eine alte Rutschung hinweisen*. Diese wenigen Beispiele belegen, dass jeder Aufnahme des Flächengefüges eine genaue Beobachtung der Geländeform – auch in der Umgebung der Sperrstelle – vorangehen muss.

Um den Zugang zur Geländeform zu erleichtern, hilft eine gedankliche Fokussierung auf die auffälligsten Erhebungen, Vertiefungen, Ein- und Ausbuchtungen. Die Vielfalt der örtlichen Gegebenheiten lassen sich dabei „holzschnittartig“ auf wenige Grundfälle zurückführen (Abb. 3.5). Sämtliche in der Situation zusammengestellten Fälle sind für jede Talflanke einzeln sowie mit denjenigen im Längenprofil kombinierbar. Erhöhte Aufmerksamkeit ist kleinräumigen Erscheinungen wie Rundhöckern, Abfluss- und Erosionsrinnen, lokalen Einschnitten, Begrenzungsflächen nicht mehr vorhandener Felskörper† u.ä. zu schenken: Sie geben wertvolle Hinweise auf die Entstehungsgeschichte. Um den Standort all dieser Indizien eindeutig festzuhalten, empfiehlt sich die Einführung eines geeigneten Bezugsystems sowie eine Unterteilung der Sperrstelle in eindeutig definierte Bereiche wie beispielsweise linke/rechte Talflanke, Gründungsfläche, Wasser- und Luftseite.

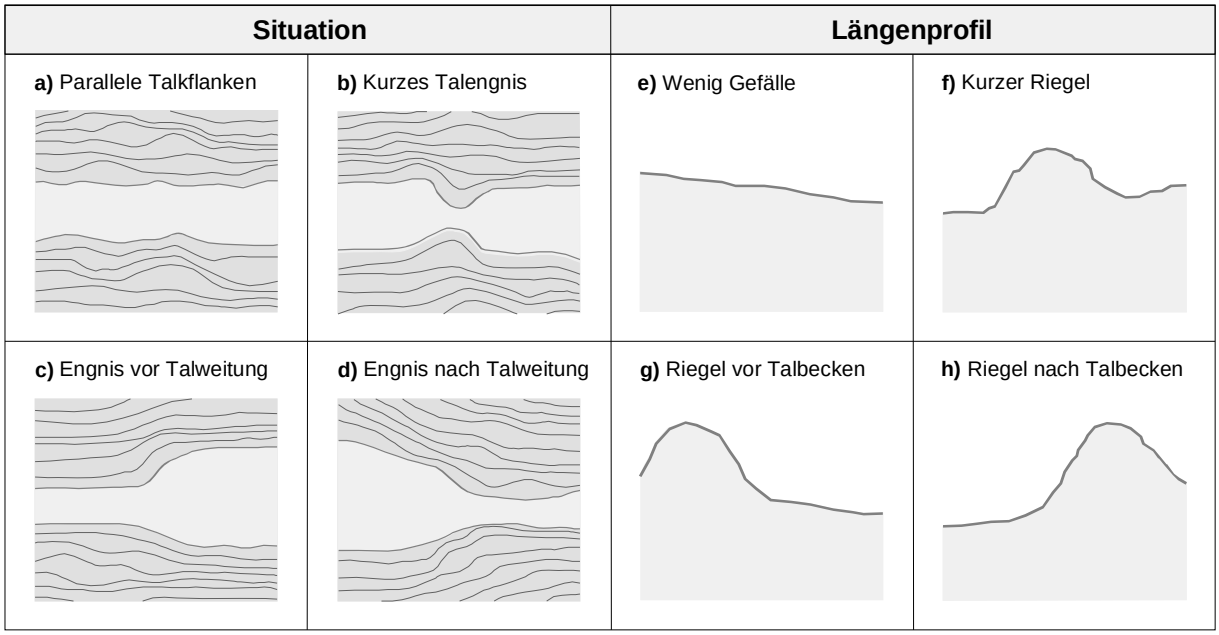


Abb. 3.5 Schematische Darstellung von Grundfällen des Reliefs an der Sperrstelle in der Situation und im Längenprofil. Beispiele aus der Schweiz: a) Valle di Lei, b) Zeuzier, c) Montsalvens, d) Punt dal Gall, e) Wynau (Flusssperre), f) Albigna, g) Zervreila (rechtes Widerlager), h) Emosson.

* Eine Rutschung ist eine hangabwärts gerichtete Bewegung von Locker- bzw. Festgesteinsmassen. Mind. 34 Staumauern sind auf vorhandene Rutschmassen gegründet, die vorher nicht als solche erkannt wurden [3.18].

† Sie bilden die Schnittstelle zwischen Form und Gefüge, da diese Flächen nicht nur lokal die Form des Geländes beeinflussen, sondern auch Hinweise auf die Eigenschaften des Flächen- und Korngefüges geben.

3.1.3 Flächengefüge

Die Beschreibung des Flächengefüges beinhaltet Angaben zu allen flächenhaften Gliederungselementen im Innern eines betrachteten Felsbereichs (Art, Entstehung, Geometrie etc.). Die Erfassung, Auswertung und Darstellung sind anspruchsvoll: Erstens entziehen sich die Flächen mehrheitlich einer direkten Beobachtung, so dass massgebliche verborgen bleiben, zweitens kann ihre Zahl bedeutend sein und drittens sind ihre Eigenschaften am Massstab des Bauwerks lokalen Schwankungen unterworfen. Dieser Sachverhalt legt ein Vorgehen nahe, bei dem sämtliche Trennflächen in einem systematischen Zusammenhang behandelt werden.

Die Erfassung der Daten erfolgt an zugänglichen Aufschlüssen, in Sondierschlitzen, -schächten, -stollen oder anhand von Sondierbohrungen. Zwei Vorgehen bieten sich an: Entweder misst man *alle* Trennflächen nach statistischen Gesichtspunkten ein (z.B. mit terrestrischer Photogrammetrie oder Laser scanning [3.19][3.20]) oder man wählt gezielt *einzelne* signifikante Exemplare aus und prüft, inwiefern die Eigenschaften ähnlicher Trennflächen von diesen abweichen. Eine Aufnahme aller Trennflächen an einer Sperrstelle ist aufgrund des enormen Aufwandes und der eingeschränkten Zugänglichkeit praktisch kaum durchführbar. Eine solch grosse Informationsfülle ist überdies wenig sinnvoll, da man zwar die sichtbaren Eigenschaften mit Akribie bestimmt, jene im Innern des Gesteinsverbandes aber weiterhin abschätzen muss [3.21]. Im Bestreben, lokal möglichst viele relevante Daten zu erheben, werden auf der Felsoberfläche häufig *Messlinien* oder *Messfenster* ausgeschieden. Die Messlinien orientiert man in verschiedene, mit Vorteil senkrecht aufeinander stehende Richtungen, um auch Trennflächen unterschiedlicher Raumstellung zu erfassen. Alle Flächen, welche die Bezugslinie schneiden oder innerhalb des Fensters liegen, werden aufgenommen [3.22]. Zur Beschreibung des gesamten Flächengefüges *interpoliert* man zwischen verschiedenen Messstellen oder *extrapoliert* auf Felsbereiche, wo wenig Information vorliegt.

Die Schnittlinien der Felsoberfläche mit den Trennflächenebenen (Ausbisslinien, Spur) zeigen in der Regel eine bestimmte regelmässige Ordnung. Es scheint ratsam, diese idealisierend zu *Scharen* ungefähr paralleler Ebenen mit einheitlichen Eigenschaften zusammenzufassen. Einzelne Flächen mit Auffälligkeiten werden separat behandelt. Sodann ordnet man die Scharen und Einzelflächen aufgrund ihrer *Herkunft* und erfasst zuerst die Aspekte einer einzelnen Trennfläche pro Schar (Tab. 3.2), um sich später den übrigen zu widmen (Tab. 3.3). Ab drei sich schneidenden Scharen sind Angaben zum *Kluftkörper* möglich (Tab. 3.3). Ein solches, auf dem Urteilsvermögen des Beobachters gründendes Vorgehen ist zwar subjektiv gefärbt, verhindert aber, dass gedankenlos Daten gesammelt werden ohne Rücksicht auf die geologische Entstehungsgeschichte[*].

Bei Bedarf können *Strukturparameter* bestimmt werden. Sie bauen auf den Parametern zur Variation auf (Tab. 3.3) und werden auf eine Strecke, Fläche oder ein Volumen bezogen. Zu diesen Werten gehören beispielsweise – bezogen auf eine Strecke – die Trennflächendichte[†] (Klüftigkeit), der lineare Durchtrennungsgrad (Kluftflächenanteil) und der lineare Auflocke-

---

[*] *„Often the best approach … is a combination of statistical sampling and concentration on areas of particular importance. ... A danger of using a totally statistical, 'objective' approach is that the need to make engineering judgements in the field is under-emphasized. Data may be collected with little thought as to their implications and critical but rare data may be overshadowed in analysis by vast quantities of statistically correct but irrelevant data“* [3.6].

[†] Trennflächendichte: Mass für den Zerlegungsgrad einer Strecke, wobei der Reziprokwert des Abstandes pro Schar bestimmt wird. Durchtrennungsgrad: Mass für den Trennflächenanteil an der Länge einer zur Ausbisslänge parallelen Bezugsstrecke. Auflockerungsgrad: Mass für den anteilmässigen Hohlraum der Trennflächen über eine Bezugsstrecke.

Tab. 3.2 Aspekte zur Beschreibung einer Trennfläche [3.22][3.23][3.24][3.25][3.26].

Lage:	Position im Raum (Abb. 3.6).
Form:	Äussere Gestalt der Trennfläche (Abb. 3.6). Die geometrische Abweichung der Fläche von einer Ebene kann vor Ort nur abgeschätzt werden (z.B. gebogene Trennfläche).
Raumstellung:	Räumliche Orientierung einer Trennfläche, ausgedrückt durch Fallrichtung und -winkel (Abb. 3.7). Die Fallrichtung ist die auf geographisch Nord bezogene, im Uhrzeigersinn gemessene Projektion der Falllinie in die Horizontale: $0 \leq \alpha \leq 360°$ (Fallazimut: Magnetisch Nord). Durch Addition oder Subtraktion von 90° erhält man die Streichrichtung*. Der Fallwinkel ist der Neigungswinkel der Falllinie gegenüber der Horizontalen: $0 \leq \beta \leq 90°$. Der wahre Fallwinkel wird im Gegensatz zum scheinbaren in einer Ebene normal zum Streichen mit Hilfe eines Kluftkompasses bestimmt. Die Falllinie einer ebenen Fläche ist die Linie des stärksten Gefälles, die senkrecht zum Schichtstreichen verläuft.
Erstreckung:	Räumliche Ausdehnung bzw. Kontinuität einer Trennfläche, deren Grösse und Form nicht messbar ist (Abb. 3.6). Ein Hinweis liefert die an einem Aufschluss messbare Ausbisslänge, sofern dieser genügend gross ist. Jede Trennfläche endet im Gestein, bei einer anderen Trennfläche oder beisst aus. Für eine quantitative Erfassung existiert ein sog. Terminations-Index. Ein Augenmerk ist auf die Ausbildung der Trennflächenenden zu richten (z.B. Aufgabeln, Auslaufen, Einbiegen in andere Trennflächen).
Ebenheit:	Oberflächenbeschaffenheit einer Trennfläche im Makrobereich (Abb. 3.6). Die geometrische Abweichung der Fläche von einer Ebene, bezogen auf eine Strecke im dm bis m-Bereich, kann qualitativ (z.B. Welligkeit einer gebogenen Trennfläche) oder quantitativ erfasst werden. Im zweiten Fall nimmt man z.B. mit einem Messgerät das Istprofil über eine Bezugsstrecke auf (Richtung ist abhängig von Textur, siehe Kap. 3.1.4), woraus sich u.a. die Periodizität der Unregelmässigkeiten bestimmen lässt. Eine visuelle Klassifizierung beruht auf einem Vergleich mit Mustern, denen Adjektive zugeordnet sind. Richtungsabhängige Merkmale des Makroreliefs sind mit Raumstellung zu vermerken.
Versatz:	Gegenläufige Verschiebung der Trennflächenränder parallel zur Erstreckung (Abb. 3.6). Sie ist ein Hinweis auf stattgefundene Relativbewegungen (cm bis km möglich).
Öffnungsweite:	Lichte Weite zwischen zwei parallelen Rändern derselben effektiven Trennfläche (Abb. 3.6). Bei gefüllten Trennflächen spricht man auch von Mächtigkeit oder Dicke. Sie wird entweder quantitativ (Mittel-/Grenzwerte) oder qualitativ (offen, geschlossen, unvollständig verheilt) erfasst. Bei unregelmässiger Öffnungsweite ist zu kontrollieren, ob die Einkerbungen auf den Trennflächenoberflächen horizontal versetzt, d.h. nicht verzahnt sind.
Füllung:	Material zwischen den Rändern der Trennfläche, das sich vom seitlichen Gestein unterscheidet (Abb. 3.6). Geöffnete Trennflächen sind entweder leer, teilweise (Belag) oder vollständig mit Material gefüllt, wobei das Füllmaterial in gasförmigem (Luft, Methan etc.), festem (Lockergestein, Mineralien, Injektionsmittel) oder flüssigem Zustand (Wasser) vorliegt. Der Grad der Füllung muss abgeschätzt werden. Gibt es verschiedene Schichten, sind diese einzeln festzuhalten. Die Eigenschaften fester Füllungen (Art, Korngrösse, Verteilung usw.) lassen sich mit bodenmechanischen Methoden erfassen.
Rauhigkeit:	Oberflächenbeschaffenheit einer Trennfläche im Mikrobereich (Abb. 3.6). Die geringfügige geometrische Abweichung von einer glatten Oberflächenform, bezogen auf eine Strecke im mm bis cm-Bereich, kann quantitativ oder qualitativ erfasst werden (z.B. Rutschharnische mit Gleitstriemung auf einer welligen, gebogenen Trennfläche). Im einen Fall misst man mit einem Messgerät die vom Korngefüge abhängige Rauhtiefe, im andern Fall sind Adjektive von Nutzen, um die kleinen Absätze, Höhlungen etc. zu charakterisieren (z.B. glatt, rauh, kantig, rillig). Auf einer unverwitterten Oberfläche sind häufig Muster in Form feiner Rippen zu erkennen. Richtungsabhängige Merkmale des Mikroreliefs, die z.B. von einer linienhaften Paralleltextur (siehe Kap. 3.1.4) stammen oder durch mechanische Ritzung entstanden sind (Gleitstriemung), sollten vermerkt werden. Eine Charakterisierung der Rauhigkeit mittels Kennwerten konnte sich bisher in der Fachwelt nicht durchsetzen.
Verwitterung:	Anzeichen für den Grad (frisches Gestein, Farbwechsel, einzelne Kornabsonderungen, lockergesteinsähnliches Material etc.) und die Tiefe qualitativ festhalten (Abb. 3.6).
Matrixwechsel:	Ort, wo Trennflächeneigenschaften abrupt ändern können (Endung, Einbiegung, Ablenkung, Durchschlagen, Auffedern etc.) (Abb. 3.6).

* Von Nord über Ost gemessen. Die Richtung für $0 \leq \psi_S \leq 180°$ wird mit einem Quadranten (z.B. 089/47 = N89E/47SE) angegeben. Diese Richtung wird von Geologen geschätzt, da – unabhängig von der Flächenkrümmung – immer nur eine existiert. Unregelmässige Trennflächen erzeugen in unmittelbarer Nachbarschaft einer Messung stark streuende Raumstellungen, wobei die Streuung mit einer grösseren Anlegefläche reduziert werden kann [3.28].

rungsgrad [3.23][3.27][3.28]. Summiert man die Kennwerte für jede Schar, so ergeben sich neue Kennwerte wie die Gesamttrennflächendichte. Die Aussagekraft all dieser Parameter ist jedoch aufgrund der vielen stillschweigenden Annahmen von bescheidenem Ausmass [3.24].

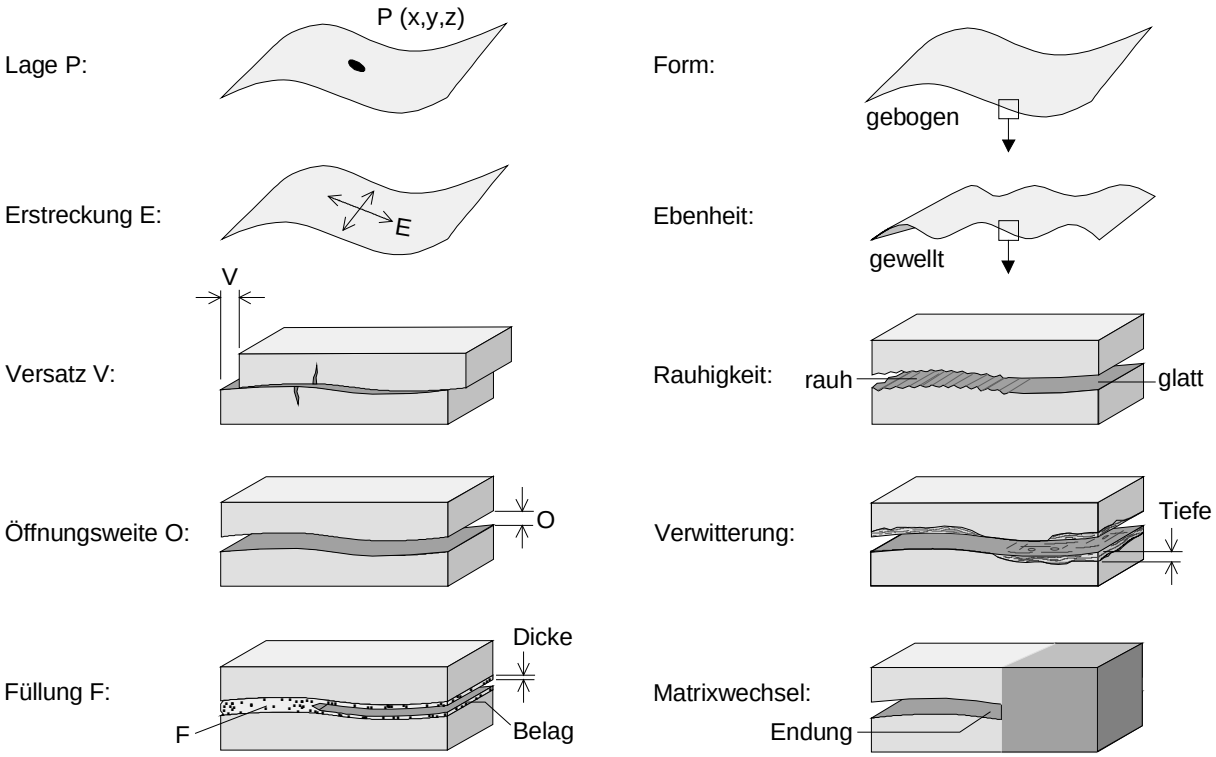


Abb. 3.6 Schematische Darstellung der Aspekte zur Beschreibung einer Trennfläche (siehe auch Abb. 3.7).

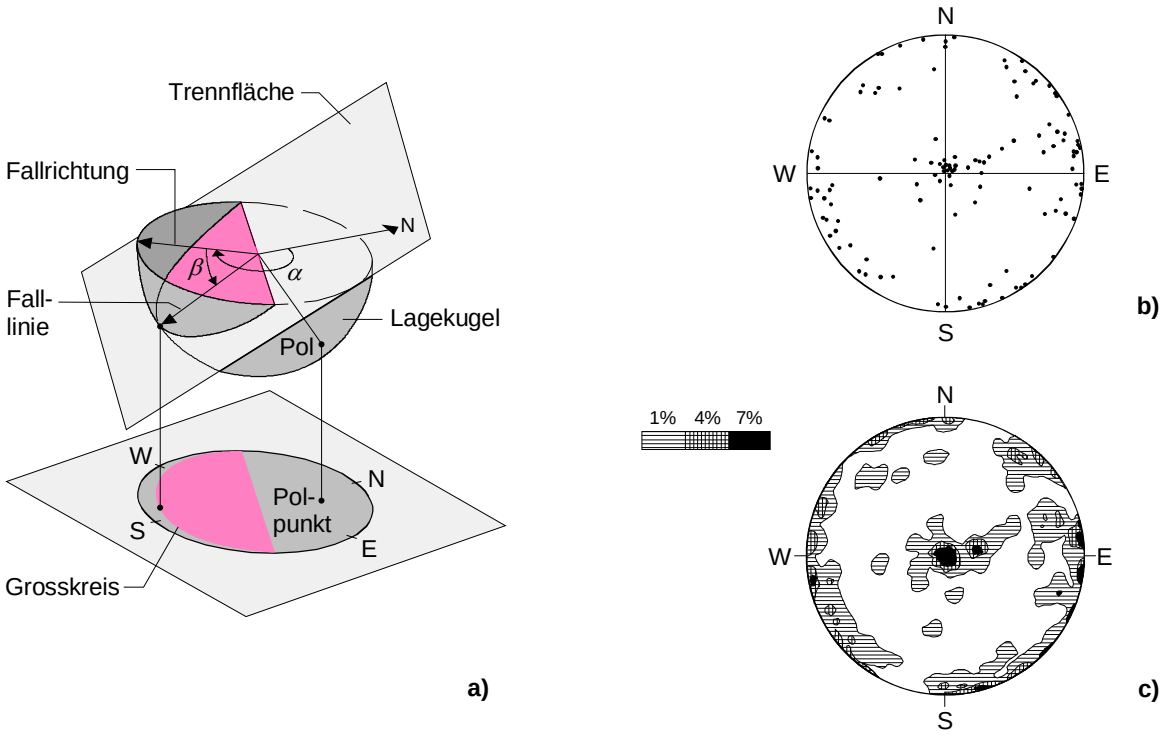


Abb. 3.7 Darstellung der Variation am Beispiel der Raumstellung: a) Definition von Grosskreis und Pol in der flächentreuen Projektion, b) Polhaufen, c) Dichteplan [3.25][3.28].

Tab. 3.3 Aspekte zur Beschreibung von Trennflächenscharen [3.22][3.23][3.24][3.25][3.26][3.29].

Eine Trennflächenschar	
Verteilung:	Vorkommen im Raum (z.B. zonar, regelmässig)
Abstand:	Normalenabstand zwischen zwei parallelen benachbarten Trennflächen (Abb. 3.8). Er hängt ab von der Gesteinsart und der Mächtigkeit einer Schicht (je dicker, desto grösser der Abstand). Bei einem geringen Abstand spricht man von engständigen, sonst von weitständigen Trennflächen.
Überlappung:	Länge des gemeinsamen Abschnittes von zwei parallelen benachbarten Trennflächen (Abb. 3.8).
Materialbrückenlänge:	Richtungsabhängige Länge des Gesteinsabschnittes zwischen zwei Trennflächen, die nur anhand von Ausbisslinien abgeschätzt werden kann (Abb. 3.8). Bei der Materialbrücke kann es sich um den nicht voll durchtrennten Teil einer einzigen Trennfläche, den Gesteinsabschnitt zwischen zwei in der gleichen Ebene oder beliebig im Raum angeordneten Trennflächen handeln.
Variation:	Das Variieren der Eigenschaften innerhalb einer Schar kann mit statistischen Masszahlen (Mittel-/Extremwerte, Streuung usw.) und dem Verteilungstyp (Normalverteilung etc.) angegeben werden. Abweichungen von der Regelmässigkeit sowie eine Richtungsabhängigkeit sind zu erwähnen. Angesichts der vielen Kennwerte mit unterschiedlicher Aussagekraft kommt einer adäquaten Darstellung der Erkenntnisse hohe Bedeutung zu: So wird z.B. die Raumstellung mehrerer Trennflächen im Kluftflächendiagramm abgebildet. Es beruht auf einer stereographischen Projektion, bei der die einzelnen Flächen und Lineare in eine untere, geographisch orientierte Hälfte der Lagenkugel gestellt und die Schnittbeziehungen Flächen/Lineare mit dem Kugelmantel ausgewertet werden (Abb. 3.7a). Die jeweiligen Wertepaare entsprechen einem Grosskreis (Grosskreisdarstellung) oder Polpunkt (Durchstosspunkt der Flächennormalen). Zur übersichtlichen Darstellung vieler Flächen projiziert man die untere Halbkugel auf eine Ebene mit Gradnetzvorlage, wobei neben der winkeltreuen (WULFF) vor allem die flächentreue Projektion (LAMBERT, SCHMIDT) zur Anwendung gelangt. Sie projiziert jeden Winkel auf der Oberfläche der Referenzsphäre flächentreu auf die Horizontalebene und lässt die jeweiligen Streubereiche als Polhaufen erscheinen (Abb. 3.7b). Sie bilden die Grundlage zur Beurteilung der Häufigkeit von Trennflächen und zur Bestimmung von Extremwerten. Zur besseren Übersicht scheidet man oft Felder gleicher Belegungsdichte aus (Dichteplan mit Polpunkten pro Flächenprozent, Abb. 3.7 c) und legt statistische Masszahlen fest. Scharen von Trennflächen werden durch lokale Punktkonzentrationen sichtbar (Abb. 3.7 c). Für statistisch gesicherte Angaben sind je nach Regelungsgrad ca. 60 - 300 Messpunkte notwendig. Zur anschaulichen Darstellung der mittleren Raumstellung mehrerer Scharen wird auch eine Trennfläche pro Schar in einem Würfel mit Parallelprojektion eingezeichnet.
Drei Trennflächenscharen	
Kluftkörper:	Gedankliche Abgrenzung eines parallelflächigen Gesteinskörpers unter der Annahme mind. dreier voll durchtrennter, ebener Flächenpaare mit einer mittleren Raumstellung und einem durchschnittlichen Abstand (Abb. 3.9). Die Grösse wird abgeschätzt, die Form mit Adjektiven umschrieben (z.B. plattig, prismatisch, kubisch). Beobachtungen an Aufschlüssen zeigen, dass ein Ablösen solcher „Kluftkörper“ eher die Ausnahme als die Regel darstellt. Der Grund liegt v.a. im Vorhandensein von Materialbrücken. Die Vorstellung eines Kluftkörpers ist folglich mit so vielen Annahmen verknüpft, dass sie strikte von derjenigen eines instabilen Felskörpers zu trennen ist.

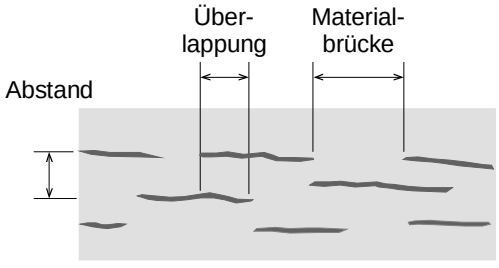


Abb. 3.8 Abstand, Überlappung und Materialbrückenlänge bei einer Trennflächenschar.

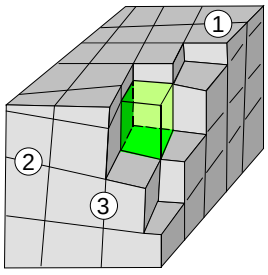


Abb. 3.9 Drei Trennflächenscharen definieren einen Kluftkörper.

3.1.4 Korngefüge

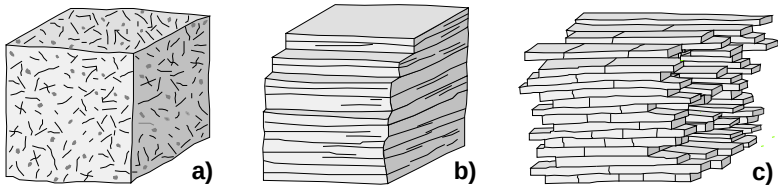


Abb. 3.10 Korngefüge: a) Richtungslose, massige Textur, b) Planare Paralleltextur, c) Lineare Paralleltextur [3.30].

Die Felsmatrix besteht aus Gestein, das sich durch die darin vorkommenden Minerale, deren mengenmässigen Anteile und durch Gefügemerkmale beschreiben lässt [3.26]. Als Unterscheidungsmerkmale des Korngefüges – Korn im Sinne eines einzelnen Minerals oder Mineralaggregates – dienen Struktur und Textur. Der Begriff *Struktur* beinhaltet die Ausbildungsart der Einzelkörner eines Gesteins, d.h. Korngrösse und -form. Unter *Textur* wird die räumliche Anordnung, Verteilung und Verzahnung der Einzelkörner sowie der Grad der Raumausfüllung verstanden. Beide Begriffe beinhalten somit Angaben zur Homogenität und Isotropie einer handstückgrossen Felsprobe. Demgemäss hängen auch dessen physikalischen Eigenschaften wie Festigkeit, Verformbarkeit, Durchlässigkeit etc. vom Korngefüge ab.

Jedes Gestein weist entweder eine *richtungslose* oder eine *gerichtete* Textur auf, die ihrerseits als *lineare* oder *planare Paralleltextur*[*] vorliegen kann (Abb. 3.10). Lineare Paralleltexturen zeigen ein linienförmiges Muster, das z.B. durch Wachstum länglicher Mineralien, Ablagerung länglicher Teilchen in einer vorherrschenden Richtung oder Orientierung unter Druckeinfluss hervorgerufen wird [3.31]. Planare Paralleltexturen hingegen lassen sich bei zeitlich gestaffelten Ablagerungen gleicher oder unterschiedlicher Herkunft oder bei einer flachen Einregelung blättchenförmiger Minerale beobachten. Im Fall der richtungslosen Textur ist ein isotropes, in jenem der Paralleltextur ein anisotropes Materialverhalten zu erwarten. Planare Paralleltexturen zeigen eine starke Anisotropie in einer, lineare Paralleltexturen eine solche in zwei oder mehr Richtungen[†] [3.30]. In Bezug auf die Raumausfüllung differenziert man zwischen kompaktem (gesamter Raum durch Gesteinsmasse gefüllt) und porösem Gestein (Hohlräume verschiedenster Form und Grösse vorhanden).

Mineralbestand und Gefügeausbildung hängen ab von den Umgebungsbedingungen beim Prozess der Gesteinsbildung. Die Entstehung von Mineralen erfolgt durch Kristallisation aus einer abkühlenden Schmelze (Magma), Lösung (Ausfällung) oder Gasphase, durch Umkristallisation im festen Zustand (Metamorphose) oder durch organogene Prozesse.

3.2 Komponenten

3.2.1 Matrix

Die Matrix von Staumauern besteht aus Beton, jene von Fels aus Gestein. Letztere unterteilt man aufgrund der Genese in die drei in Tabelle 3.4 aufgeführten Hauptgruppen.

---

[*] = Parallele, linien- oder flächenhafte Anordnung von Mineralen oder Mineralaggregaten, die häufig zu einer erhöhten Spaltbarkeit des Gesteins in ausgezeichneten Richtungen führt [3.30].

[†] Man unterscheidet zwischen primärer (beim Entstehungsprozess gebildete Paralleltextur) und sekundärer Anisotropie (entsteht in isotropem oder primär anisotropem Gestein durch tektonische Einflüsse resp. Verwitterung) [3.17].

Tab. 3.4 Übersicht über die Hauptgruppen von Gesteinen [3.3][3.31][3.32][3.33][3.34].

Magmatische Gesteine (Erstarrungs-, Eruptiv-, Massengesteine)	
Tiefengesteine:	= Plutonite. In grösserer Tiefe langsam erstarrte Schmelzflüsse.
Ganggesteine:	In verschieden tief liegenden Spalten eines anderen Gesteins erstarrte, nicht bis zur Erdoberfläche gelangte Schmelzflüsse.
Ergussgesteine:	= Vulkanite. Auf die Erdoberfläche ausgeworfene oder ausgeflossene, durch Abkühlung rasch erstarrte Schmelzflüsse.
Sedimentgesteine (Ablagerungsgesteine)	
Klastische Sedimente:	Entstehen durch Ablagerung von Bruchstücken verschiedener Korngrösse älterer, abgetragener und transportierter Gesteine.
Chemische Sedimente:	Entstehen durch Ausfällung gelöst transportierter Stoffe bei Verschiebung des Lösungsgleichgewichtes.
Organogene Sedimente:	Entstehen unter Beteiligung tierischer und pflanzlicher Organismen, d.h. durch Anhäufung von Schalen, Hartteilen oder Skelettresten abgestorbener Proto- und Metazoen, durch Anreicherung von Pflanzenresten oder durch aktiv aufbauende Tätigkeit riffbildender Tiere und Pflanzen.
Metamorphe Gesteine (Umwandlungsgesteine)	
Kontaktmetamorphe Gesteine:	Entstehen durch lokale Erwärmung bei Kontakt mit schmelzflüssigem Magma und den davon ausgehenden Gasen und heissen Wässern.
Regionalmetamorphe Gesteine:	Entstehen nach der Versenkung ausgedehnter Erdkrustenareale durch eine weiträumige, regional verbreitete Umkristallisation unter Durchbewegung mit langsamen, ausgeglichenerem Temperaturgefälle.
Dislokationsmetamorphe Gesteine:	Entstehen bei der Gebirgsbildung durch hohe Drücke. Die Gemengteile der ursprünglichen Gesteine werden dabei zertrümmert oder zerrieben.

Magmatische Gesteine

Magmatische Gesteine entstehen durch Erstarrung einer Gesteinsschmelze. Ihr *Korngefüge* ist ein Primärgefüge, das vom Kristallisationsvermögen des Magmas abhängt. Eine langsame Abkühlung der Gesteinsschmelze begünstigt dabei die Kristallbildung. Die *Struktur* wird anhand des Kristallinitätsgrades, der Kornform sowie -grösse beschrieben. Da bei Plutoniten das Magma in kühleren Gesteinen der Erdkruste steckenblieb, erfolgte bei langsamer Abkühlung eine vollständige Kristallisation. Ihre Struktur ist deshalb mittel- bis grobkörnig, glasfrei und gleichkörnig mit ineinander verzahnten Einzelkristallen. Ganggesteine zeichnen sich durch eine porphyrische Struktur aus, d.h. grosse Einsprenglinge in einer fein- bis mittelkörnigen Grundmasse. Bei den an der Erdoberfläche bei rascher Abkühlung aus einer Schmelze erstarrten Vulkaniten konnte die Kristallisation nicht vollständig stattfinden. Sie sind deshalb glasig oder bestehen aus einer dichten, feinkörnigen Grundmasse, in der die gesteinsbildenden Minerale makroskopisch kaum zu erkennen sind. Auch die Einsprenglinge sind im Vergleich zu den Ganggesteinen bedeutend kleiner [3.26]. Hinsichtlich der *Textur* zeigen körnige Tiefengesteine meist eine richtunglose Textur, Vulkanite eine Paralleltextur. Letztere kann auf ein Fliessen der erstarrenden Schmelze oder auf einen Druckeinfluss bei der Erstarrung zurückgeführt werden. Bei vulkanischen Aschegesteinen sind die zeitlich gestaffelten Ablagerungen in Form von Schichten sichtbar. Tiefengesteine weisen eine kompakte, Ergussgesteine eine poröse Textur auf, die auf die beim Erstarren fixierten Gasblasen zurückgeht [3.30].

Sedimentgesteine

Sedimentgesteine entstehen durch Ablagerung und Verfestigung von verwitterten, erodierten und transportierten Gesteinen aller drei Hauptgruppen. Die Diagenese der Lockersedimente durch Entwässerung, Kompaktion und/oder Verkittung findet durch Überlagerung jüngerer

Schichten* nahe der Erdoberfläche statt. Ihr *Korngefüge* wird bestimmt von der Art des Transportes, der Ablagerung sowie der Verfestigung. Mit Ausnahme einiger biogener Sedimente weisen die meisten Sedimentgesteine als primäres Gefügemerkmal eine ausgeprägte Schichtung† auf. Die *Struktur* wird anhand der Korngrösse, -grössenverteilung, -form, -oberflächenbeschaffenheit und -bindung sowie der Ecken- und Kantenrundheit beschrieben. Sie hängt von der Kornform vor der Verwitterung und vom Transportmedium ab [3.26]. Die *Textur* zeichnet sich durch einen auffälligen Lagenaufbau aus. Er ergibt sich bei einem Wechsel des sich absetzenden Gesteinsmaterials oder durch Verfestigung einer Schicht vor Bildung der nächst jüngeren. Innerhalb einer Schicht kann eine richtungslos körnige oder eine Paralleltextur vorkommen (z.B. feiner Lagenaufbau). Diese Formen der Paralleltextur bewirken meist keine erhöhte Spaltbarkeit, ausser sie sei durch eine flächenparallele Ablagerung plattiger Körner entstanden [3.30]. Neben kompakten gibt es auch poröse Texturen.

Metamorphe Gesteine

Metamorphe Gesteine entstehen nach ihrer ursprünglichen Bildung durch verschiedene Umwandlungsvorgänge unter erhöhten Druck- und Temperaturbedingungen aus beliebigen Gesteinen. Ihr *Korngefüge* ist ein Sekundärgefüge, das auf Verformung und Zerstörung der vorhandenen Minerale (kataklastisches Gefüge) oder auf gleichzeitigem Wachstum um- oder neugebildeter Kristalle beruht (blastisches/kristalloblastisches Gefüge). Neben den veränderten oder neu entstandenen Gefügeformen können auch ältere Gefügemerkmale erhalten sein (Reliktgefüge). Die *Struktur* wird anhand der Kornform und -grösse beschrieben. Unregelmässige Formen sind üblich, da sich die einzelnen Kristalle während dem gleichzeitigen Wachstum gegenseitig behindern [3.26]. Minerale mit hoher Kristallisationskraft schieben andere beiseite oder umwachsen sie und erreichen so eine regelmässige, oft grössere Form. Je nach Metamorphosegrad gehen damit die ursprünglichen strukturellen Merkmale verloren. Die *Textur* basiert auf derjenigen der Ausgangsgesteine: Je nach Metamorphosegrad bleiben die Primärtexturen erhalten oder werden durch neue Texturen ersetzt. So kann zum einen das Material durch Re- und Umkristallisationensvorgänge gefügemässig homogenisiert werden, zum andern kann durch den gerichteten Druck eine Einregelung vorhandener plattiger Minerale bzw. ein geregeltes Wachstum von Mineralneubildungen erfolgen. Diese Schieferung, die eine leichtere Teilbarkeit des Gesteins in paralleler Raumstellung hervorruft, ist die dominierende Textur der weitgehend kompakten Metamorphite‡ [3.30]. Mittel- bis grobkörniger Gneis lässt sich in cm bis dm dicke Platten spalten, blättrig-stengeliger Schiefer in mm bis wenige cm dicke. Der feinkörnige Phyllit spaltet sich leicht in mm-dünne Blätter.

3.2.2 Trennflächen

In Staumauern führen behinderte Formänderungen zu Rissen. Zur Vorbeugung dienen Fugen, die das Bauwerk in Abschnitte aufteilen. Je nach Art handelt es sich dabei um effektive oder potentielle Trennflächen (z.B. Dilatations-/Betonierfugen). Im Vergleich dazu sind die Trennflächen im Felsuntergrund natürlichen Ursprungs und damit in ihrer Ausprägung vielfältiger.

---

* = Plattenförmiger Gesteinskörper gleicher Zusammensetzung mit verhältnismässig geringer Mächtigkeit [3.3].

† = Planare Paralleltextur, hervorgerufen durch Farb-, Korngrössen-, Kornform- oder Materialunterschieden des abgelagerten Sedimentes; ursprünglich als Horizontal- oder als Schräg-, Diagonal-, Kreuzschichtung [3.34].

‡ Diese Spaltbarkeit (ist auch entlang von Schichtfugen zu beobachten) bezeichnen manche als „latente Klüftung“ [3.28].

Die *effektiven* Trennflächen im Fels teilte DAUBRÉE (1880) erstmals in Lepto-, Dia- und Paraklasen ein*. Mit der Zeit setzte sich das Merkmal einer stattgefundenen Bewegung durch, so dass heute zwischen *Störungen* (sichtbare Relativverschiebung der Ränder) und *Klüften* (nicht sichtbar) unterschieden wird.

Die *potentiellen Trennflächen* lassen sich in Flächen des Primär- und des Sekundärgefüges gliedern. Die bei der Gesteinsbildung entstehenden Grenzflächen zwischen verschiedenen Gesteinen (Primärgefüge) gibt es bei den Magmatischen Gesteinen und bei den Sedimentgesteinen. Unter tektonischer Beanspruchung nehmen die „Schichtfugen“ neue Formen an und werden zu Elementen des Sekundärgefüges, zu denen auch die „Schieferungsfugen“ der Metamorphen Gesteine gehören. „Verheilte“ Klüfte sind ebenfalls potentielle Trennflächen.

Störungen

Störungen sind Trennflächen mit beträchtlicher Erstreckung und einem deutlich sichtbaren Versatz der Schollenränder [3.35]. Der Versatz geht auf ein tektonisches Ereignis zurück. Das benachbarte Gestein zeigt oft ein Steilstellen oder eine Schleppung benachbarter Schichten, so dass Gesteinspakete unterschiedlicher Zusammensetzung aneinander grenzen können. Je nach Mächtigkeit, relativer Lage und Versatz unterscheidet man:

- *Störungsflächen/-zonen*: Meist diskordant verlaufende Trennflächen mit einem erheblichen Versatz (m – km). Die Richtung der Relativbewegung erlaubt eine grobe Einteilung (Auf-, Ab-, Überschiebung etc.). Im Gegensatz zur einzelnen Störungsfläche besteht eine Zone aus mehreren parallelen, eng beieinander liegenden oder sich schneidenden Trennflächen mit eingelagerten, aus dem Nachbargestein herausgebrochenen Gesteinskörpern. Die Flächen sind nur über eine kurze Strecke eben; gekrümmte oder unregelmässige Formen sind üblich [3.35]. Oft beobachtet man einen äusseren, stark zerklüfteten und eine zentralen, mm bis m dicken, gefüllten Bereich (Tab. 3.5). Glatte Harnische zeigen durch ihre Striemung die Richtung der Relativbewegung an [3.30].
- *Scherflächen/-zonen*: Dünne Bereiche schwächeren Materials mit sichtbarer Relativbewegung (cm – m) der benachbarten Schichten. Obschon diese Trennflächen in jeder Gesteinsart möglich sind, kommen sie v.a. im Sedimentgestein („Schichtfuge“) und im metamorphen Gestein („Schieferungsfuge“) vor [3.37][3.38]. Sie verlaufen mehrheitlich konkordant, können aber auch Schichtung und Schieferung durchbrechen (z.B. als Gleitflächen alter Rutschungen) [3.17]. Scherflächen und -zonen erstrecken sich über sehr weite Distanzen und zeigen Anzeichen von Harnischen. Ihre Mächtigkeit kann Millimeter bis Meter betragen und lokal variieren [3.39].

Klüfte

Klüfte sind Trennflächen ohne sichtbare Hinweise auf frühere Relativbewegungen der Ränder [3.35]. Klüfte des *Primärgefüges* entstehen während der Gesteinsbildung (Tab. 3.6): Es sind Absonderungen, die sich durch Abkühlung einer Schmelze, laminare Bewegung einer erstarrenden Schmelze, Austrocknung oder Verfestigung einer Schicht sowie durch Ablagerung feiner Ton- oder Glimmerhäute bilden. *Klüfte des Sekundärgefüges* gehen auf tektonische Vorgänge, Verwitterung oder Entlastung zurück (Tab. 3.7).

---

* Leptoklasen = Durch Abkühlung, Austrocknung oder örtliche Pressung entstandene Trennflächen geringer Ausdehnung; Diaklasen = Keine Relativverschiebung der Ränder; Paraklasen = Mit Relativverschiebung der Ränder [3.3].

Tab. 3.5 Übersicht über die Füllungen in Störungen und Klüften [3.3][3.24][3.36].

Störungen	
Mylonit:	Stark verformtes Festgestein mit Planartextur (oft mit Streckungslinear).
Kataklasit:	Stark verformtes Gestein mit richtungsloser Textur. Die Verformung hat praktisch das gesamte Gesteinsvolumen erfasst. Die Reduktion der Korngrösse wird v.a. durch Zerbrechen (Kataklase) und bruchlose Rekristallisation erzeugt.
Kakirit:	Dicht von tektonisch erzeugten Scher- und Kluftflächen durchzogenes Gestein, bestehend aus grösseren Trümmern in Gesteinsmehl.
Ruschelzone:	Tektonische Störzone mit intensiv gefältelten oder durch krummflächige Quetsch- und Gleitflächen zerlegten Gesteinsverbänden.
Klüfte	
Kristallfüllung:	Auf den Gesteinsoberflächen auskristallisierende Minerale (Quarz, Calcit, Pegmatit, Aplit etc.), die den Hohlraum häufig vollständig verfüllen („verheilte, verwachsene Kluft“, Ganggestein). Einen mit Kristallen ausgekleideten Hohlraum mit einem zentralen Resthohlraum nennt man Druse.
Verwitterungsprodukte:	Durch Verwitterung entstandenes Lockergestein (Ton, Silt, Sand etc.), das vom Nebengestein stammt oder fremden Ursprungs ist (eingeschwemmt).
Abrieb:	Durch Bewegungsvorgänge (z.B. gegenseitige Verschiebung von Schichten bei der Faltung) entstandenes, unverfestigtes Lockergestein mit einer Korngrösse < 1 mm. Eine mm - cm mächtige Lage von zerkleinertem Gestein auf den Gesteinsoberflächen nennt man Kluftlette, dünne Lagen der gleichen Korngrösse Zerreibsel.

Tab. 3.6 Übersicht über die Klüfte des Primärgefüges [3.3][3.17][3.21][3.24][3.25][3.28][3.30][3.32][3.35][3.40][3.41][3.42].

Magmatische Gesteine	
Abkühlungskluft:	Trennfläche, die durch Volumenverminderung bei der Abkühlung entsteht. In basaltischen Ergussgesteinen kommt es zur Ausbildung säulenförmiger, oft sechseckiger Körper, deren Längsachse senkrecht zur Oberfläche des Gesteinskörpers liegt.
Kontraktionskluft:	Trennfläche, die durch Aufreissen (inf. Kontraktion bei Abkühlung) einer Schichtfuge mit schlechtem Verbund entsteht. Die planare Paralleltextur ist auf eine laminare Bewegung der erstarrenden Schmelze zurückzuführen.
Schalenriss:	Oberflächenparallele Trennfläche, die durch Temperaturänderung und/oder Entspannung v.a. in Tiefengesteinen vorkommt. Der unregelmässige Abstand nimmt mit der Tiefe zu, die Öffnungsweite ab. Die Rauhigkeit und Erstreckung ist eher gross.
Plutonitklüfte:	Trennflächen, die sich in Plutonen beim Intrusionsprozess bilden. Je nach Raumstellung bezüglich der Fliesstextur unterscheidet man vier Arten: Längskluft (ungleichmässig verteilt, kurz, uneben, geschlossen, selten mineralisiert), Querkluft (senkrecht zur Fliessrichtung, richtungskonstant, lang, eben, glatt, geöffnet, mineralisiert oder mit Ganggesteinen gefüllt), Lagerkluft (flach geneigt, eben, selten mineralisiert), Diagonalkluft (diagonal zur Druckrichtung, mineralisiert oder mit Ganggesteinen gefüllt).
Sedimentgesteine	
Schichtkluft:	Trennfläche, die durch Aufreissen (inf. Kontraktion bei Austrocknung, Kompression bei Verfestigung, Relativbewegung etc.) einer Schichtfuge mit schlechtem Verbund entsteht. Sie ist oft geschlossen, unregelmässig und weist eine grosse Erstreckung auf. Senkrecht stehende, die Schichtkluft selten schneidende Querklüfte (oft 2 Scharen) sind versetzt angeordnet. Bildet sich durch das Aufreissen ein Paket aus einigen Schichten (Bank), so spricht man von Bankungskluft.
Schwundkluft:	Trennfläche, die durch Aufreissen (inf. Kontraktion bei Austrocknung) innerhalb einer Schicht entsteht. Ihre Raumstellung ist uneinheitlich, die Erstreckung reicht meist nur bis zu den Schichtfugen.
Metamorphe Gesteine	
Schieferungskluft:	Trennfläche, die durch Aufreissen der geschieferten Matrix entsteht. Sie kommt oft vor als Schar mit unterschiedlichen Abständen und unterschiedlicher Erstreckung.

Tab. 3.7 Übersicht über die Klüfte des Sekundärgefüges [3.3][3.17][3.24][3.25][3.28][3.30][3.32][3.35][3.37][3.40].

Störungskluft:	Trennfläche, die bei der Bildung von Störungen entstehen. Mit zunehmender Entfernung von der Störung nimmt ihr Abstand ab.
Faltenkluft:	Trennfläche, die bei der Faltenbildung entsteht. Ihre Orientierung und Erstreckung ist abhängig von der Grösse und Art der Falte, der Mächtigkeit und relativen Kompetenz der Schichten. Sie steht ca. senkrecht auf Schicht- oder Schieferungsfugen, setzt sich an diesen oft ab und durchtrennt höchstens örtlich mehrere Schichten. Man unterscheidet: Längskluft (parallel zur Faltenachse verlaufende Zugkluft in den stark gekrümmten Sattel- und Muldenteilen mit rauher, unebener Oberfläche, öffnet sich gegen aussen), Querkluft (senkrecht zur Faltenachse), Diagonalkluft (diagonal zur Längskluft stehende Scherkluft; ist eben und glatt mit Spuren kleiner Bewegungen).
Talkluft:	Trennfläche, die unabhängig von der Gesteinsart durch Entspannung parallel zur Felsoberfläche entsteht (auch im Talboden). Sie zeigt mit zunehmender Tiefe einen grösseren Abstand und weist eine grosse Erstreckung sowie eine hohe Rauhigkeit auf.
Verwitterungskluft:	Trennfläche, die durch Verwitterung nahe der Felsoberfläche entsteht und deshalb eine grössere Erstreckung und Öffnungsweite aufweist (Temperaturänderungen verursachen z.B. plattenartige Ablösungen). Die Füllung besteht oft aus Verwitterungsprodukten.

Klüfte treten einzeln oder gehäuft auf. Eine Gruppe von ebenen, ungefähr parallel angeordneten Klüften nennt man *Kluftschar*. Ein *Kluftsystem* liegt vor, wenn genetisch zusammengehörige, jedoch verschieden streichende oder fallende Kluftscharen zusammengefasst werden. Stehen sie in einer erkennbaren Symmetriebeziehung zueinander, so handelt es sich um konjugierte Kluftscharen [3.3]. Ebene und parallele Klüfte einer Schar bezeichnet man als *systematisch*, die andern als *nicht-systematisch*. Letztere enden vornehmlich in systematischen Klüften, anderen Trennflächen oder im Gestein. Vielfach ist eine Kluftschar dominant, d.h. sie erstreckt sich weiter und/oder weist eine grössere Kluftdichte auf als andere Scharen. Da solche gut ausgebildeten Klüfte häufig von nur einer einzigen anderen Kluftschar begleitet werden, bezeichnet man sie auch als *primäre*, die weniger ausgebildeten als *sekundäre* Klüfte [3.35]. Oftmals gebraucht man die gleichen Begriffe auch für Klüfte des Primär- oder Sekundärgefüges.

Die an ihren Enden z.T. gegabelten Klüfte treten häufig in engen Zonen auf (Beispiel siehe Abb. 4.2). Ihre räumliche Ausdehnung hängt einerseits von der Gesteinsart, andererseits von der Grösse des genetisch zusammengehörenden Gesteinsverbandes (Formation) ab. Je nach Erstreckung ist eine Unterteilung in *Kleinklüfte* (< 1 m, schmal, eher unbedeutend), *Grossklüfte* (gut erkennbar) und *Riesenklüfte* (>10 m, durchschneiden Schichten und Formationen) üblich [3.28][3.35]. Letztere können auch in Scharen auftreten, weisen aber beträchtliche Abstände auf (30 - 300 m). Aufgrund ihrer erheblichen Erstreckung sind sie im Vergleich weiter geöffnet und stärker verändert (gefüllt, verwittert) [3.37]. Klüfte sind oft geschlossen oder nur wenig geöffnet. Liegen stark aufgeweitete Wandungen vor, so handelt es sich um einen *Spalt*. Je nach Grad der Füllung kann die Kluftoberfläche mit einem Belag überzogen oder der ganze Hohlraum mit einem Zwischenmittel verfüllt sein (Tab. 3.6).

Magmatische Gesteine

Es gibt zwei Arten von potentiellen Trennflächen: Zum einen die *Berandungsflächen* spezieller Gesteinskörper (Batholithe, Lakkolithe, Gänge u.a.), zum andern *Schichtfugen* (Ströme, Decken). Ein Batholith ist ein für Plutonite typischer Körper aus erstarrter Gesteinsschmelze, der nach unten breiter wird. Ein Lakkolith ist eine in geringer Tiefe steckengebliebene Magmenmasse mit baumartiger Form, die durch Einschmelzen oder Ausfüllen von gangartigen Hohlräumen im älteren Nebengestein entsteht. Eine Ader (kleinere Ausdehnung, unregelmäs-

Abb. 3.11 Schicht zwischen Basaltdecken 20 m unterhalb der Gründungsfläche von Itaipu (Bild IGT) [3.43].

Abb. 3.12 Schichtfugen und -klüfte im rechten Widerlager von Ridracoli (Bild IGT).

sig) oder ein Gang bezeichnet einen plattenförmigen Spalt in einem älteren Gestein, in den Magma eingedrungen und erstarrt ist; mehrere Gänge bilden Gangscharen. In Ergussgesteinen sind Ströme häufig, die durch Vorwärtsbewegung des Magmas entstanden sind. Heterogene Schichten aus Material einer Eruption sowie Ablagerungen von Schlammströmen kennzeichnen vulkanische Gebiete. Beim Austritt basischer Schmelzen bilden sich Decken mit einer Mächtigkeit von bis zu 50 m und beträchtlicher Erstreckung. Ihre Kontaktflächen zeigen oft metamorphe Veränderungen. Dünne Zwischenschichten aus Brekkzien, Sand, Ton, Asche u.a. sind häufig (Abb. 3.11) [3.33][3.38].

Sedimentgesteine

Schichtfugen sind Begrenzungsflächen plattenförmiger Körper, die den Zusammenhalt des Gesteinsverbandes weiträumig schwächen. Bei tektonischer Beanspruchung reissen sie auf und werden zu *Schichtklüften* (Abb. 3.12). Je nach Aufeinanderfolgen der Schichten unterscheidet man eine konkordante oder eine diskordante Lagerung: Während bei Erster die Schichten unmittelbar übereinander abgesetzt werden, treten bei Zweiter Lücken, Erosionsebenen oder Schichtverstellungen auf [3.23]. Die Schichtung selbst kann eben, gekrümmt oder gewellt sein. Oberflächenstrukturen wie z.B. Rippelmarken sind häufig. Unterliegen gerade Schichtpakete der Wirkung angreifender Kräfte, so bilden sich Falten mit den typischen Einbiegungen (Mulden, Synklinalen) und Aufwölbungen (Kuppen, Sättel, Antiklinalen). Hierzu gehören Kuppel-, Biege-, Scher- und Fliessfalten sowie die Flexur.

Metamorphe Gesteine

Schieferungsfugen sind gewellte Begrenzungsflächen sehr dünner Gesteinsscheiben, die innerhalb von geschieferten Gesteinspaketen aufgrund ihrer guten Spaltbarkeit entstanden sind. Diese potentiellen Trennflächen können sowohl eben als auch gewellt vorkommen. Reissen sie auf, so spricht man von *Schieferungsklüften*.

3.2.3 Wasser

Das in Staumauern und im Felsuntergrund (Tab. 3.8) vorkommende Wasser zirkuliert in den zusammenhängenden Hohlräumen der Matrix und der Trennflächen. Sein Chemismus ergibt sich aus der Herkunft (Seebecken, Talflanken etc.), dem Sickerweg und der Sickerzeit.

Tab. 3.8 Übersicht über die Bergwasserarten [3.25][3.28].

Porenwasser:	In den Porenhohlräumen des Gesteins zirkulierendes Wasser, dessen Sättigungsgrad unter dem Bergwasserspiegel < 100 % (inf. langsamem Verdrängen der Luft bei Spiegelschwankungen) resp. oberhalb > 0 % sein kann (inf. Haftwasser/kapillarem Aufstieg).
Kluftwasser:	In den Hohlräumen der Trennflächen unterhalb des Bergwasserspiegels zirkulierendes, „freies“ (Spalt)-Wasser.
Kluftporenwasser:	In den Porenhohlräumen der Füllung zirkulierendes Wasser.
Karstwasser:	In den Lösungshohlräumen unterhalb des Bergwasserspiegels zirkulierendes Wasser.

Die *Porosität* gründet auf dem Porenvolumen, wobei man eine primäre (Matrix) und eine sekundäre (Trennflächen) unterscheidet. Die *Durchlässigkeit* ist ein ortsabhängiges Mass für den Widerstand, dem das durch die Hohlräume strömende Wasser ausgesetzt ist. Wegen des hohen Widerstands in den Gesteinsporen ist vor allem die sekundäre Durchlässigkeit von Bedeutung, die sich aus zusammenhängenden Trennflächen oder Lösungshohlräumen ergibt [3.21]. Entgegen der gängigen Vorstellung erfolgt dabei die Migration des Wassers weniger *flächig* wie in einem Spalt mit wohl definierter Öffnung [3.30][3.44]. Viel häufiger werden *lineare* Wasserwege in nur lokal geöffneten Trennflächen oder längs der Schnittlinien zweier Trennflächen* beobachtet (Abb. 3.13). Der LUGEON-Versuch† dient zur Bestimmung der Durchlässigkeitsbeiwerte von Fels. Ihre Richtungsabhängigkeit (*Wasserwegigkeit*) versucht man durch eine vorgängige Beschreibung der hydrogeologischen Verhältnisse sowie den Einsatz von Tracern zu erfassen [3.46]: So erlaubt z.B. die Kenntnis des Trennflächenabstandes eine Abschätzung darüber, ob die von einer Versuchsstrecke eingepresste Wassermenge von einem einzigen Wasserweg aufgenommen wurde oder von vielen. Im ersten Fall ist die Trennfläche stärker geöffnet, im zweiten sind die Öffnungsweiten kleiner.

Bei der Beschreibung des Untergrundes sind die Wasseraustritte (Lage, Form, Schüttung, Trübung, Vernässung, Vegetationsänderung, Vereisung etc.) aufzunehmen. Wichtig sind auch Informationen über den Bergwasserspiegel (Lage, Gefälle, Fluktuation etc.), die Wasserleiter und -stauer (Lage, Form, Aufbau etc.), die Geometrie der Hohlräume und die Strömungsgeschwindigkeit an der Sperrstelle.

Matrix

Die primäre *Porosität* beträgt bei Tiefengesteinen und metamorphen Gesteinen meist weniger als 5 %, bei Erguss- und Sedimentgesteinen ca. 5 - 40 % [3.23]. Nahe der Felsoberfläche nimmt sie wegen der Auflockerung zu. Sättigung erfolgt nur, wenn genügend Wasser über

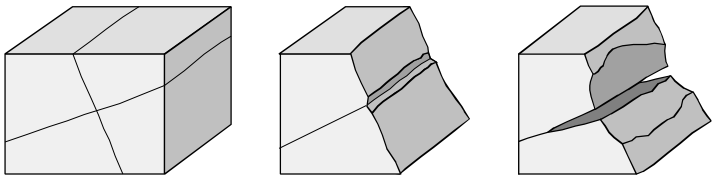


Abb. 3.13 Schematische Darstellung der Entwicklung wasserführender Öffnungen im Fels [3.45].

* Wasser bewegt sich in Richtung des geringsten Erosionswiderstandes auf dem Weg des kleinsten Druckverlustes. Aufgrund des parallel zur Trennflächenebene geringeren Erosionswiderstandes entwickeln sich in dieser Richtung bevorzugt Wasserwege mit unterschiedlichem, meist flach-elliptischen Querschnitt. Sie erweitern sich mit wachsendem Durchfluss progressiv mit der Zeit, bis ein flächiger Wasserweg entsteht. Mit zunehmender Überlagerung nimmt die Zahl und Öffnungsweite der Kanäle ab und der Querschnitt wird kreisförmiger [3.45].

† Man misst die Wasseraufnahme je Minute und Meter Bohrlochlänge bei unterschiedlichen Druckstufen eines lokal abgedichteten Bohrlochabschnitts. Die auf den Druck am Bohrlochkopf bezogene Wasseraufnahme wird in Lugeon ausgedrückt. Der Versuch ist umstritten, weil der Normdruck genügt, um Trennflächen aufzusprengen [3.26][3.46][3.47].

eine ausreichende Zeitspanne vorhanden ist. Die primäre *Durchlässigkeit* ist weitaus geringer als die sekundäre – ausser der Kornverband sei weitgehend entfestigt und damit auch leicht erodierbar [3.48]. Je nach Textur kann eine geringfügige Richtungsabhängigkeit vorkommen.

Trennflächen

Die sekundäre *Porosität* ist v.a. bei offenen Klüften ohne Füllung, kakiritgefüllten Störungen und Ruschelzonen von Belang. Bei der sekundären *Durchlässigkeit* lassen sich folgende Fälle unterscheiden: Die Durchströmung einer Trennfläche, einer Trennflächenschar, mehrerer Scharen sowie jene einzelner markanter Trennflächen. Die Lage von Trennflächen bezüglich der Durchströmungsrichtung interessiert vorwiegend bei Störungen und „aktiven Klüften*“; die Form ist weniger von Bedeutung. Von der Raumstellung, Erstreckung, Materialbrückenlänge, Verteilung und vom Abstand pro Schar sowie von der Anzahl Scharen hängt ab, inwieweit die Trennflächen hydraulisch miteinander verbunden sind („Netzwerk“). Ein dichter Felsuntergrund ist ein Indiz für das Fehlen zusammenhängender und offener Trennflächen. Unebenheit und Rauhigkeit reduzieren die Benetzung der Oberflächen, bewirken eher röhren- denn flächenförmige Fliesswege (Abb. 3.14) und setzen die Strömungsgeschwindigkeit herab. Eine besondere Bedeutung kommt der Öffnungsweite und Füllung zu: Je grösser die Öffnungsweite und je kleiner der Füllgrad, desto mehr Wasser kann zirkulieren. Eine Bruchbrekzie weist eine hohe, Mylonit eine geringe Durchlässigkeit auf. Bei einer quellenden Füllung kann der Betrag mit der Zeit ab-, bei einer erodierbaren zunehmen. Zirkulierendes Wasser begünstigt das Einschlämmen von Feinstmaterial, die Ablagerung fremder Mineralien, Mineralbildungen und die Verwitterung [3.24][3.49]. Lösungsvorgänge entlang bestehender Trennflächen in auslaugbaren Gesteinen wie Kalk, Dolomit oder Gips führen zu komplizierten Systemen von Röhren und Hohlräumen (Karst). Ein Versatz oder ein Matrixwechsel ist weniger von Belang, derweil die in der Nähe der Felsoberfläche stärkere Verwitterung die Durchlässigkeit erhöht.

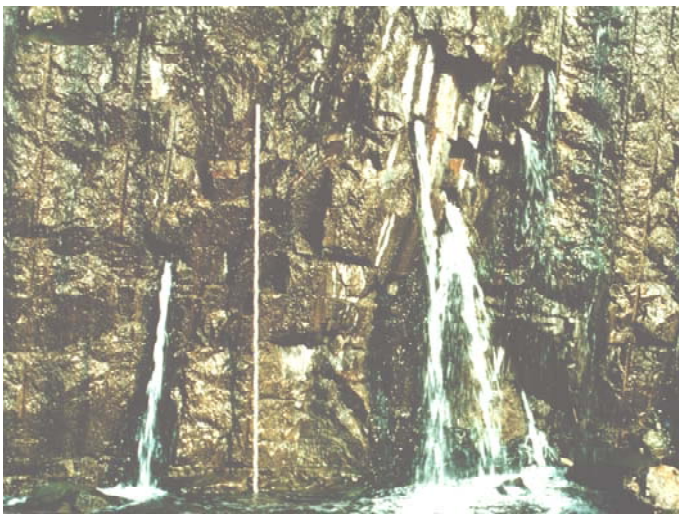


Abb. 3.14 Wasseraustritte an der Felsoberfläche (Bild IGT).

Magmatische Gesteine weisen oft wenig durchlässige Gänge und Adern auf. Heterogen aufgebaute Ströme, Kontraktionsklüfte und Zwischenschichten können örtliche eine starke Änderung der Durchlässigkeit bewirken. *Sedimentgesteine* führen Wasser hauptsächlich in den Schichtfugen nahe der Geländeoberfläche oder entlang der Schnittlinien grösserer Klüfte. Tiefer liegende Fugen zeigen eine Veranlagung zum Tropfen [3.45]. In horizontal oder leicht fallenden Schichten bewegt sich das Wasser vornehmlich in vertikalen Klüften. In Falten konzentrieren sich die ursprünglich geöffneten Klüfte nahe der Synklinal- und Antiklinal-Achsen, während die Diagonalklüfte in den Faltenschenkeln eher geschlossen bleiben. Die Längsklüf-

* = Trennflächen, die als Folge von Seespiegelschwankungen Bewegungen der Trennflächenränder zeigen [3.50].

te stellen meist sehr gut entwickelte hydraulische Wege dar, weshalb nur wenig Wasser entlang der Schichtfugen zirkuliert. *Metamorphe Gesteine* zeigen in der Regel keine richtungsabhängige Durchlässigkeit der Trennflächen.

Klüfte speichern oder transportieren in Einzelklüften, Kluftscharen und -systemen je nach Beschaffenheit erhebliche Wassermengen. Die Fliessgeschwindigkeit hängt ab von der Geometrie der Trennflächen. *Störungen* können je nach Lage, Ausbildung, Art und Grad der Füllung Wasserbarrieren sein, einen Wasserweg definieren oder eine Kombination von beidem darstellen [3.28][3.37][3.40]. Beidseits von Störungen findet sich oft eine stärker zerklüftete Zone höherer Durchlässigkeit.

3.3 Vorgehen

Das Resultat einer Beschreibung besteht in einer geordneten Zusammenstellung aller gesicherten Erkenntnisse über die geotechnischen Eigenschaften des *Untersuchungsgebietes*. Der Weg dazu führt über einen interaktiven Prozess, bei dem Fakten nach den bisher erläuterten Aspekten erhoben, geprüft, beurteilt und bewertet werden [3.51][3.52]. Die Beobachtungen erstrecken sich in einem Untergrundbereich, der von der geplanten Stauhöhe, von der Geländeform und dem Flächengefüge abhängt [3.53]. Er lässt sich im Sinne einer groben Näherung talflankenseitig, seeseitig und unter der Gründungsfläche mit der einfachen, luftseitig mit ca. der doppelten Höhe des geplanten Bauwerks begrenzen.

Am Anfang einer Untersuchung steht der Überblick über die anstehenden Verhältnisse. Hierzu sind Betrachtungen zu den nachfolgend erwähnten Stichworten hilfreich. Das darin zum Ausdruck kommende Vorgehen vom Grossen zum Kleinen soll der Gefahr entgegenwirken, relevante Informationen zu übersehen (Aufzählung nicht abschliessend):

- *Ausgangslage:*
  - Lage: Weitere Umgebung (Projektgebiet), nähere Umgebung (Staubecken, Nebenanlagen inkl. Zugänge, Auslauf der Entlastungsorgane, Vorfluter), Sperrstelle
  - Zustand: Ursprünglicher Zustand/Bauzustand/Betriebszustand
- *Sperrstelle:*
  - Topographie: Geländeform, Bedeckung, Einsehbarkeit der Felsoberfläche (Anzahl Aufschlüsse, Lage, Verteilung, Grösse, Zugänglichkeit, vgl. Abb. 12.6)
  - Untergrund: Lockergestein/Verwitterung (Ausdehnung, Mächtigkeit), Festgestein (Gefüge, Komponenten, Lage der gesunden Felsoberfläche)
  - Rückblick: Entstehungsgeschichte, derzeitiger Zustand, bisheriges Verhalten
- *Bauwerk:*
  - Sperrenkörper: Mauerart, -form
  - Gründungsfläche: Form
  - Bautechnische Massnahmen
  - Unterirdische Hohlräume
  - Rückblick: Entstehungsgeschichte, derzeitiger Zustand, bisheriges Verhalten

Aus Gründen der Übersichtlichkeit empfiehlt sich eine räumliche Unterteilung des Untersuchungsgebiets in *Teilgebiete* oder Bereiche mit den Sektoren *Seeseite*, *Gründungsfläche* und *Luftseite*. Diese lassen sich wiederum in *Abschnitte* (Abb. 3.15) zerlegen, wobei die Grenzziehung nach äusserer Form und innerer Gliederung erfolgt: Für die *Sperrstelle* nach den Kri-

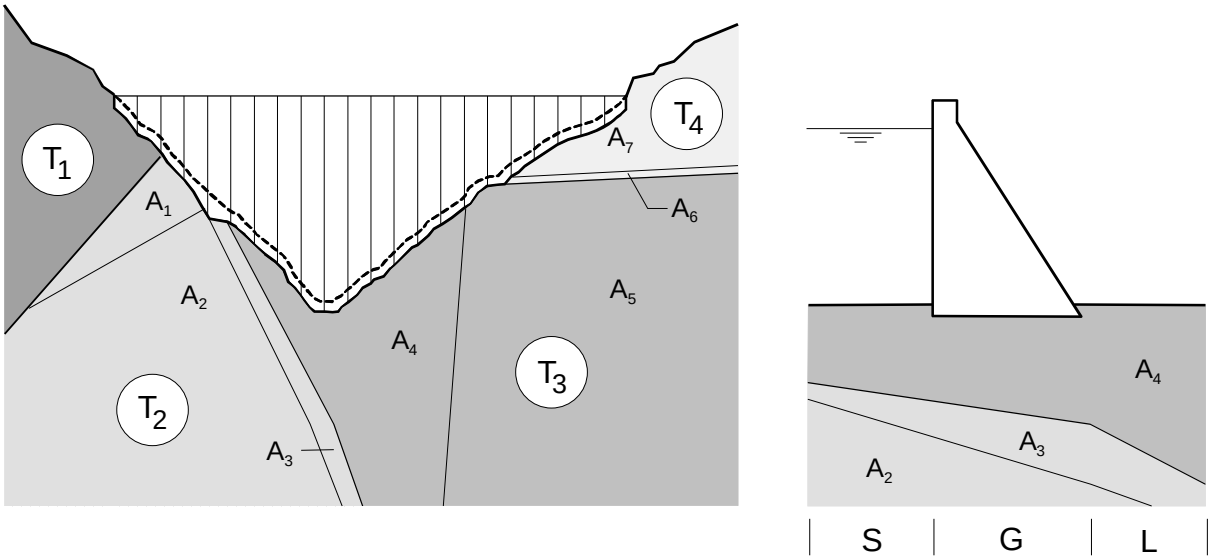


Abb. 3.15 Gliederung des Untersuchungsgebietes in Teilgebiete (T_1 bis T_4) und Abschnitte (A_1 bis A_7) samt den Sektoren Seeseite (S) – Gründungsfläche (G) – Luftseite (L). In dieser schematischen Darstellung wird aus Platzgründen nicht unterschieden, wo Locker- resp. Festgestein vorliegt.

terien Geländeform, Gestein und Trennflächen, für ein bereits vorhandenes *Bauwerk* nach der Mauerform, der Gründungsfläche sowie den Bautechnischen Massnahmen. Pro Kriterium werden Bereiche mit vergleichbaren Eigenschaften (z.T. *Homogenbereiche*[*]) ausgeschieden und überlagert [3.25]. Die Geometrie der Begrenzungsflächen wird festgehalten, damit die Annahmen bezüglich Lage und Verteilung der Bereiche nachvollziehbar sind [3.52].

Danach erfasst man z.B. mit Stereo-Luftbildaufnahmen die morphologische Form der Geländeoberfläche und kartiert die Geologie pro Teilgebiet (Gestein, Trennflächen, Wasser, Spuren instabiler Felskörper etc.). Dies erfolgt im Wissen, dass eine präzise Beschreibung der Gegebenheiten den Ausgangspunkt für alle späteren Idealisierungen bildet, wie sie nachfolgend erläutert werden. Um auch sprachlich diesen Teil der Arbeit abzuschliessen, verlassen wir nun den Bauwerksbegriff und wenden uns der gedanklichen Vorstellung des Tragwerks zu.

[*] Bezogen auf das Gefüge können Staumauer und Fels homogen oder inhomogen, isotrop oder anisotrop sein. Da überall ein beliebig kleiner Bereich zu finden ist, bei dem nicht mehr von Homogenität (Isotropie) gesprochen werden darf, gilt folgende Einschränkung: Ein homogener (isotroper) Teil muss so gross sein gegenüber den vorhandenen, die Heterogenität (Anisotropie) erzeugenden Elemente, dass deren Verteilung im Bereich als repräsentativ angesehen werden darf [3.28]. Angesichts der Abmessungen einer Staumauer kann deshalb von einem homogenen Gestein ausgegangen werden, auch wenn dies im kleinen Massstab nicht zutrifft. Ein *Homogenbereich* bezeichnet ein Gebiet mit überall gleichartigem Aufbau, in dessen Innern allerorts mit den gleichen Eigenschaften gerechnet werden darf. Eine solche Vereinfachung ist im Fels berechtigt, da sich dieser lokal in einer Mehrheit der Fälle unter ähnlichen Verhältnissen ausgebildet hat [3.22].

4 Tragwerk

4.1 Definition

Das Tragwerk besteht aus dem physikalisch wohldefinierten *Sperrenkörper* und dem unendlich ausgedehnten Halbraum Untergrund (*Gründungskörper*), die nur durch ihr Zusammenwirken das gewünschte Tragverhalten ergeben (Abb. 4.1). Beide Teile bilden hinsichtlich Kraftübertragung und Dichtigkeit eine strukturelle Einheit. Sie muss die aus dem Aufstau resultierenden Kräfte mit der erforderlichen Sicherheit aufnehmen [4.1][4.2].

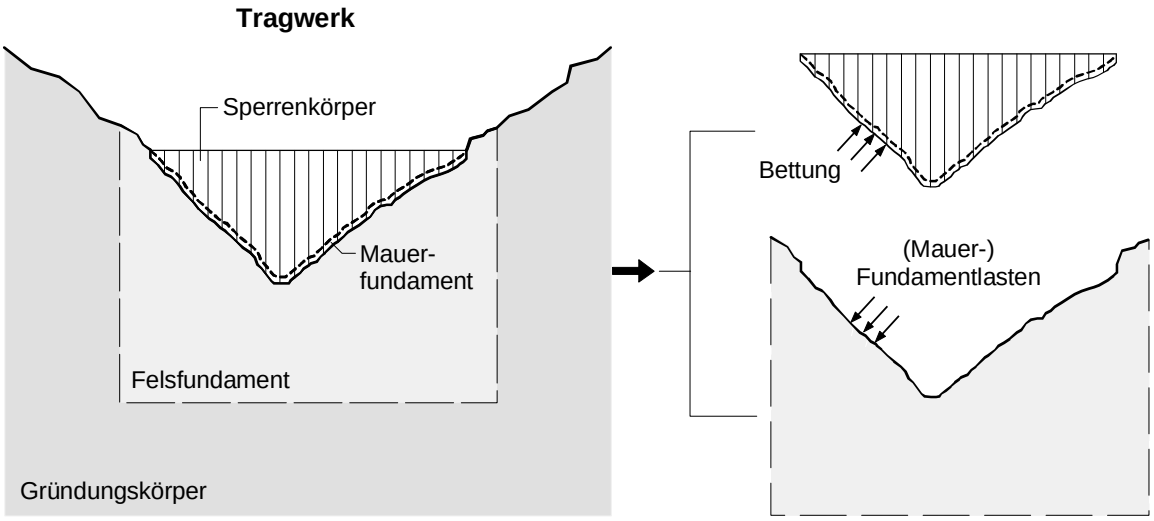


Abb. 4.1 Schematische Darstellung des Tragwerks und der Interaktion von Sperren- und Gründungskörper. Die in der Kontaktfuge wirkenden inneren Kräfte bezeichnet man als (Mauer-)Fundamentlasten bzw. als Bettung (auf den Gründungs- bzw. Sperrenkörper bezogen).

Das *Mauerfundament* (Kämpfer) umfasst den untersten Bereich des Sperrenkörpers, dessen Oberfläche grossmehrheitlich durch die Gründungsfläche gebildet wird. Unter *Felsfundament* versteht man den „tragenden Teil des Felsuntergrundes“ inkl. Injektionen, Drainagen etc., d.h. denjenigen Bereich, der für das Gleichgewicht und die Formerhaltung notwendig ist. Seine Begrenzungsfläche fällt mit dem geometrischen Ort zusammen, wo die Verformungen infolge der Mauerfundamentlasten noch relevant sind.

Die *am* Tragwerk angreifenden Einflüsse (*Einwirkungen*) erzeugen *im* Tragwerk Reaktionen (*Auswirkungen*) [4.3]. Bei den Einwirkungen unterscheidet man mechanische (z.B. Lasten), andere physikalische (z.B. Temperatur), chemische (z.B. Säuren) oder biologische (z.B. Algen). Je nach Art der Einwirkung resultieren mechanische (Reaktionen, Spannungen, Schnittgrössen), geometrische (Verschiebungen, Verformungen, Risse), chemische (z.B. Korrosion) oder biologische Auswirkungen. Ob man eine Grösse als Ein- oder Auswirkung betrachtet, ist eine Frage der Systemabgrenzung: In Abbildung 4.1 links sind die in der Kontaktfuge wirkenden inneren Kräfte eine Schnittgrösse (= eine Auswirkung), rechts eine am Gründungskörper (*Fundamentlasten*) bzw. am Sperrenkörper (*Bettung*) angreifende Einwirkung.

4.2 Modell des Untergrundes

Das während der Beschreibung erarbeitete Verständnis für den Gründungskörper findet seinen Niederschlag in einem konzeptuellen Modell – dem Modell des Untergrundes (Abb. 4.2). Es fasst die für die Nutzung des Tragwerks massgebenden Eigenschaften des Felsfundamentes bereichsweise zusammen. Diese Synthese aller qualitativen und quantitativen Informationen bildet den Ausgangspunkt für den Sicherheitsplan, weshalb ihr eine höhere Bedeutung zukommt als der späteren Wahl einer adäquaten Untersuchungsmethode [4.4][4.5].

Das Modell des Untergrundes soll die natürlichen Gegebenheiten soweit vereinfachen, dass die massgebenden Gefährdungen noch mit der „erforderlichen“ Zuverlässigkeit erfasst werden [4.6]. Erforderlich heisst hier, dass einerseits die Anforderungen an die Nutzung eingehalten werden und andererseits der damit verbundene Aufwand wirtschaftlichen Kriterien standhält. Bei komplexen Verhältnissen empfiehlt es sich, verschiedene Modelle in Betracht zu ziehen. Häufig beschränkt man sich jedoch auf ein repräsentatives Modell pro Grenzfall.

Ein volles Staubecken auferlegt dem Tragwerk zwei Aufgaben: Es muss allen angreifenden Kräften widerstehen und das Wasser zurückhalten. Eingang in das Modell des Untergrundes finden deshalb vor allem Angaben zur *Festigkeit*, *Verformbarkeit* und *Durchlässigkeit* des Felsens. Die Festigkeit des Felsens wird primär von derjenigen der Trennflächen, sekundär von jener des Gesteins bestimmt. Die Verformbarkeit ist abhängig von jener des Gesteins und der Trennflächen sowie dem Ausmass der Gesteinszerlegung. Der Fels verformt sich dabei nicht stetig, sondern vorzugsweise längs vorhandender Trennflächen (wichtig bei der Spannungsanalyse von Bogen- und Pfeilermauern). Die Durchlässigkeit des Felsens hängt v.a. von der Öffnungsweite und Füllung sowie dem Verbindungsgrad der Trennflächen ab.

Das Korn- und Flächengefüge bestimmt somit das mechanisch-hydraulische Verhalten der Felsfundation. Welche materialtechnischen Kenngrössen (Gestein/Trennfläche/Fels, Vereinheitlichung oder Wertepaare für Grenzwertbetrachtungen etc.) im konkreten Fall zu verwenden sind, bedarf einer eingehenden Prüfung. Keine noch so sorgfältige Erkundung des Gefüges kann jedoch verhindern, dass wesentliche Ungewissheiten verbleiben [4.7]. Die Gründe hierfür liegen u.a. in der Vielzahl geotechnischer Parameter sowie in den Unsicherheiten bei deren Erfassung, sind doch die dazu möglichen Beobachtungen, Messungen und Versuche in ihrer Anzahl und Aussagekraft limitiert.

Die räumliche Ausdehnung des Modells und die Gliederung in *Teilmodelle* wird aufgrund der äusseren Form und dem inneren Aufbau festgelegt (Beispiel: Siehe Kap. 11.5). Die Grenzbereiche unterliegen jeweils einer separaten Beobachtung, um die überlappende Kontinuität zu gewährleisten. Pro Teilmodell werden alle bis anhin erworbenen Kenntnisse und Beobachtungen über das Felsfundament – getrennt nach Fakten und Annahmen – aufgelistet, welche für die spätere Beurteilung sachdienlich sein könnten. Als Hilfsmittel dienen tabellarische Zusammenfassungen der Eigenschaften des Korn- und Flächengefüges (Geometrie, Beschaffenheit, Verhalten*) sowie Zeichnungen relevanter felsmechanisch-hydraulischer Merkmale in einem vereinfachten Gelände (Situation, Längen-/Querprofil) [4.5][4.8]. In neuerer Zeit kommen dafür auch dreidimensionale Computerprogramme zum Einsatz. Sie alle stellen eine

* Das aus der Beschreibung abgeleitete Verhalten bezeichnet die felsmechanisch-hydraulischen Eigenschaften zumindest qualitativ (z.B. geringe Durchlässigkeit) und macht Angaben zu deren Isotropie resp. Anisotropie (bezogen auf Sperrenkörper). Es handelt sich um grobe, aber hilfreiche Vereinfachungen zur Erfassung physikalischer Zusammenhänge. Kennwerte, die später im Rahmen zielgerichteter Studien erhoben werden, dienen der laufenden Modellverfeinerung.

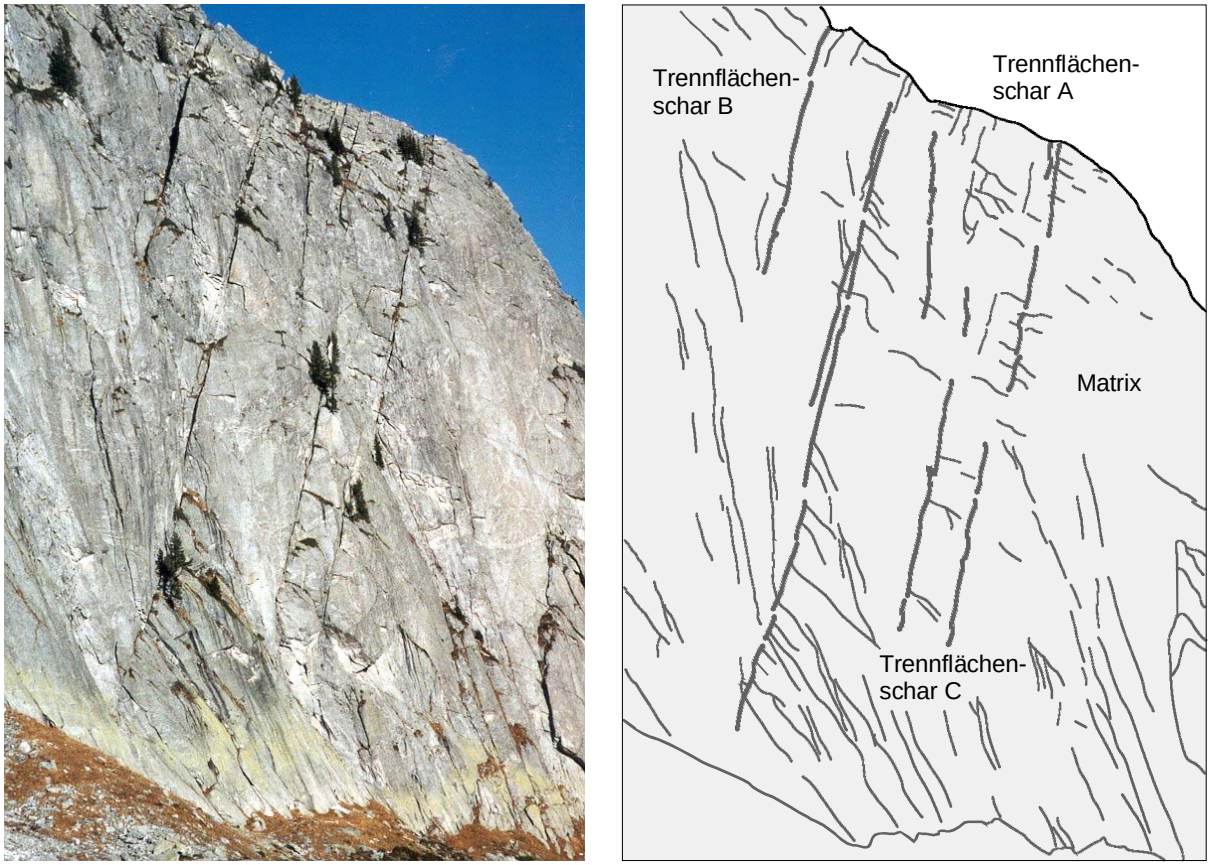


Abb. 4.2 Gegenüberstellung zwischen beobachtbaren Fakten (links) und idealisiertem Abbild (rechts). In der Matrix sind drei Trennflächenscharen A - C zu erkennen: Die Schar A in Bildmitte ist markant ausgebildet, während die Schar B aufgrund ihrer kurzen Erstreckung von untergeordneter Bedeutung ist. Die Schar C setzt an der Schar A ab.

mögliche Gegebenheit dar ohne Anspruch auf vollständige Übereinstimmung mit der Wirklichkeit.

Damit das Tragwerk die ihm zugedachten Zwecke erfüllt, ist bei dessen konstruktiven Durchbildung eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen (*Tragfähigkeit*[*]) und ein zufriedenstellendes Verhalten im Gebrauchszustand nachzuweisen (*Gebrauchstauglichkeit*).

Wie in Kapitel 2.5 dargelegt, gründet das Schaffen von Sicherheit gegen das Eintreten bestimmter Ereignisse auf dem Erkennen von *Gefährdungsbildern*. Sie entstammen dem Denken, stützen sich aber auf die erfahrbare Wirklichkeit. Sie zeigen eine Vorstellung, die nach ursächlicher Erklärung und qualitativen Wertung verlangt. Objektiv *unbekannte* und subjektiv *unerkannte* Gefahren stellen demzufolge eine Bedrohung für das Tragwerk dar [4.11]: Erstere sind nach dem jeweiligen Stand von Wissenschaft und Technik vorderhand nicht bekannt, letztere nach dem Erkenntnis- und Wissensstand des Einzelnen nicht erkannt.

[*] Dem konstruktiven Normenwerk liegt die Vorstellung „Bauwerk = Tragwerk“ zugrunde, dessen *Trag-* und *Standsicherheit* nachzuweisen ist („innere“/„äussere Tragfähigkeit“). Beim ersten Bemessungsfall legt man die Abmessungen der Bauteile fest (Tragwiderstand), beim zweiten weist man die Gesamtstabilität (Gleit-/Kippsicherheit) des Tragwerks nach [4.4][4.9]. In der Geotechnik versteht man unter einem *Stabilitätsproblem* ein Problem zulässiger Spannungen [4.10].

Um die Anzahl unerkannter Gefahren im Bereich des Gründungskörpers gering zu halten, ist es ratsam, bekannte Versagensmechanismen auf einzelne Merkmale hin zu untersuchen.

4.3 Versagensmechanismen

4.3.1 Rückblick

Im Talsperrenbau kennt man bis heute keine weltweite streng-systematische Erfassung sicherheitsrelevanter Vorfälle wie im Kernanlagen- oder Flugzeugbau*. Das IOCLD versuchte zumindest, die wichtigsten Mechanismen mit Hilfe weltweiter Befragungen aufzudecken, die seit einem Jahrhundert zu unerwünschten Situationen (*engl. incident*) oder gar einem Talsperrenversagen (*engl. accident*) führten. Die eingegangenen Antworten wurden ausgewertet und der Öffentlichkeit in verschiedenen Publikationen zugänglich gemacht [z.B. 4.8][4.13][4.14].

Mehrere Einschränkungen schmälern jedoch die Aussagekraft der vorgelegten Studien: Zum einen ist davon auszugehen, dass über etliche Rückschläge keine öffentlich verfügbaren Aufzeichnungen vorliegen, und in der Fachwelt nur schwerwiegende Vorkommnisse diskutiert wurden. Speziell in weniger spektakulären Fällen werden bekanntlich Informationen aus juristischen Gründen oder aus Sorge um das Ansehen der Verantwortlichen geheimgehalten. Zum andern sind die öffentlich zugänglichen Berichte lückenhaft, wenig schlüssig und teils auch widersprüchlich. Dies ist vor allem durch die häufig ungenügende Dokumentation der schwer fassbaren Ereignisse bedingt, die sich selten auf eine einzelne Ursache zurückführen lassen. Als Konsequenz ergibt sich eine uneinheitliche Gedankentiefe sowie nachweisbare Fehler in den aufgeführten Beispielen [4.14][4.15][4.16]. Ebenso bleibt unklar, ob es sich bei den Falldarstellungen nicht um Hypothesen der berichtenden Fachleute handelt [4.17][4.18].

Allen Vorbehalten zum Trotz finden sich in den Schilderungen der Fachliteratur einige bemerkenswerte Hinweise zum *Versagen* von Staumauern [4.8][4.15][4.16][4.17][4.19][4.20]:

- *Mauerart:* 77 % aller Fälle traten bei Staudämmen, 7 % bei Gewichts-, 11 % bei Pfeiler- und 5 % bei Bogenmauern auf. Weltweit waren 1.2 % aller Staudämme bzw. 0.7 % aller Staumauern betroffen (0.3 % der Gewichts-, 2.6 % der Pfeiler-, 0.7 % der Bogenmauern).
- *Mauerhöhe:* Kleinere Staumauern von 15 – 30 m Höhe versagten häufiger. Es ist zu vermuten, dass die Sorgfalt bei Projektierung, Bau und Überwachung mit der Höhe zunimmt. Zudem gibt es mehr kleine als grosse Staumauern.
- *Zeitpunkt:* Jüngere Staumauern versagten häufiger. Instabilitäten im Gründungskörper traten in der Regel bis 5 Jahre nach dem Ersteinstau, solche infolge Überflutung auch später auf. Viele Versagen stellten sich 6 – 72 h nach Erreichen der maximalen Seekote ein, wobei man vorher oftmals eine stärkere Durchsickerung beobachtete.
- *Ursache:* Bei Staumauern kam es in 53 % der Fälle zu einem Versagen im Gründungskörper (USA: 75 %). In 29 % (25 %) war die Schadensursache ein Überströmen der Krone. In 81 % von 110 schweren Schadensfällen handelte es sich um eine normale (Einstau), in 13 % resp. 3 % um eine ausserordentliche Einwirkung (Hochwasser resp. Erdbeben).

* Eine Ausnahme bildet seit 1994 das nordamerikanische **N**ational **P**erformance of **D**ams **P**rogram, um talsperrenbezogene Informationen nach vorgegebenen Kriterien zu sammeln und zu verbreiten [4.12].

- *Auswirkung:* Ein Versagen läuft bei Staumauern viel rascher als bei Staudämmen, so dass an eine Evakuation der Unterlieger kaum mehr zu denken ist.
- *Wissenszunahme:* Die zum technischen Fortschritt parallel laufende Verminderung der Häufigkeit belegen folgende Zahlen: Anfangs des 20. Jahrhunderts versagte im Durchschnitt jede fünfundzwanzigste Staumauer, ab 1950 rund jede zweihunderfünfzigste[*].

Früher galt die Gründung einer Staumauer auf Fels als bestmögliche Lösung [4.21]. Demzufolge wurde einem denkbaren Versagen dieses scheinbar „festen" Tragwerksteils kaum Aufmerksamkeit geschenkt. Der Rückschlag in Malpasset führte Ende der Fünfzigerjahre eine Meinungsänderung herbei: Sie bewirkte ein so starkes Interesse für die bisher wenig beachteten felsmechanischen Grundlagen, dass sich schliesslich ein eigenständiger Wissenszweig als Pendant zur Bodenmechanik entwickeln konnte[†].

Theoretische Analyse und praktische Erfahrung lehren, dass im Felsfundament nahe der Gründungsfläche zwei kritische Situationen möglich sind, die zu einem Versagen führen können. Es sind dies:

- Die *Bildung eines instabilen Felskörpers*, dessen Begrenzungsfläche mit vorhandenen Fehlstellen zusammenfällt, wie z.B. in Austin (US; 1911) oder Malpasset (FR; 1959) [4.27][4.28].
- Das *Nachgeben eines Felsbereichs* aus weicherem, löslichem, stärker zerlegtem Gestein oder als Folge von Porenwasserdruckänderungen etc. wie z.B. in Lake Lanier (US; 1926) oder in Zeuzier (1978) [4.27][4.29].

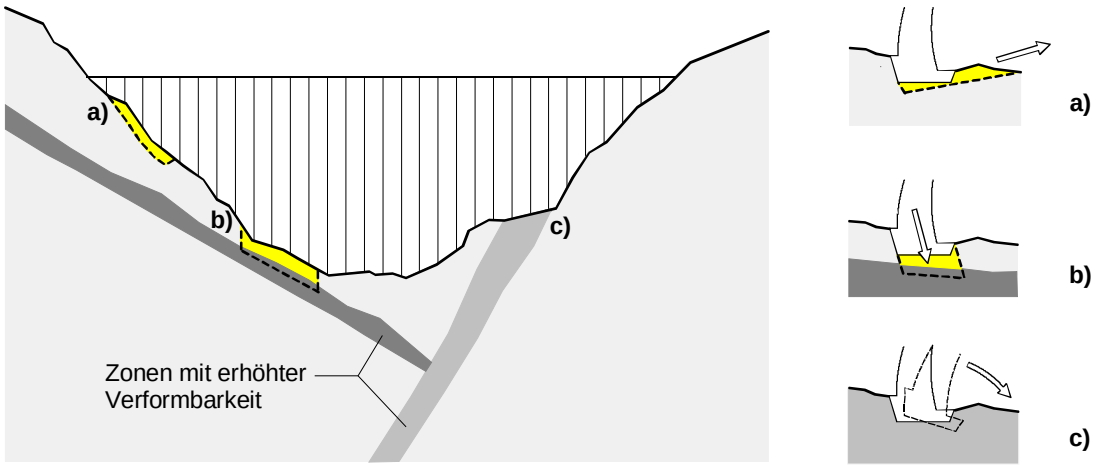


Abb. 4.3 Kritische Zustände: a) Bildung eines instabilen Felskörpers, b) Bildung eines instabilen Felskörpers über nachgiebigem Felsbereich, c) Nachgeben eines Felsbereichs (Setzung).

---

[*] Die früher oft zitierte Wahrscheinlichkeit eines Talsperrenversagens (10^{-4}) ist deshalb unbegründet. Zudem ist nicht nur der Zeitraum kritisch, dem Daten entnommen werden; auch die „Güte" der Daten spielt eine wichtige Rolle [4.22][4.23]. 1993 schreibt ICOLD: *„75 % of concrete dam failures were due to a foundation rock failure. The present probability of concrete dam failure being 1.4x10^{-5} per dam-year, foundation failure is 10^{-5} per dam-year"* [4.24].

[†] Das erste Lehrbuch war „La Mécanique des Roches appliquée aux Travaux Publics" von TALOBRE (1957) [4.25]. 1951 schlug JAEGER dem ICOLD vor, ein Subkomitee für Felsmechanik zu gründen. 1957 empfahl eine Expertengruppe die Bildung eines Komitees für Untertagbau, dessen Aufgabe es war, die dringendsten Probleme mit Felsfundationen grosser Talsperren zu behandeln. Dessen erste Sitzung fand 1958 am 6. ICOLD Kongress in New York statt [4.26].

Zugehörige Mechanismen sind exemplarisch in Abbildung 4.3 festgehalten. Das Beispiel b) stellt eine Mischform der beiden anderen dar. Das besonders bei Schalentragwerken zu beachtende Szenario c) mit einem lokal ungünstigen Verhältnis der *E*-Moduli von Beton und Fels wird vielfach als reines Gebrauchstauglichkeitsproblem aufgefasst, obschon es eng mit der Problematik der Tragfähigkeit verknüpft ist. Die Begründung liegt darin, dass nachgiebige Widerlager je nach Schlankheitskoeffizient eine Hauptursache für die Rissbildung in Bogenmauern sind [4.30]. In allen drei Beispielen muss indes der Nachweis einer ausreichenden Festigkeit erbracht werden, weshalb wir uns fortan auf diesen kritischen Zustand konzentrieren. In b) und c) sind zusätzliche Untersuchungen über die Auswirkungen eines verformbaren Untergrundes auf den Sperrenkörper erforderlich. Auf sie wird hier nicht näher eingegangen.

Räumlich beschränkt sich das Auftreten von instabilen Körpern keinesfalls auf die Felsfundation. Das Phänomen beobachtet man auch im übrigen Gebiet der Sperrstelle sowie in jenem des Staubeckens. Dort gefährdet es das Tragwerk *direkt* oder *indirekt*: Im ersten Fall wären Personen- oder Sachschäden auf das Ereignis selbst, im zweiten Fall auf eine Schwallwelle zurückzuführen, die beim raschen Eintauchen eines Felskörpers in eine Stauhaltung entsteht [4.31]. Abbildung 4.4 zeigt hierzu drei denkbare Situationen:

- Die Bildung eines instabilen Felskörpers *unterhalb des Sperrenkörpers* verringert die Abmessungen der Fundation und kann u.U. zur Ausbildung neuer instabiler Körper unter dem Sperrenkörper führen (Abb. 4.4 a). Solche Vorkommnisse kennt man z.B. von Moyie River (US; 1926), Alla Sella Zerbino (IT; 1935), Dobra (HR; 1954), Frayle (PE; 1961), Gerlos (AT; 1963/ 64), meist verursacht durch Erdbeben oder Hochwasser [4.8][4.26][4.32].
- Die Bildung eines instabilen Felskörpers *oberhalb des Sperrenkörpers* kann beim Niederstürzen zu Schäden führen (Abb. 4.4 b). Bei der Libby-Staumauer (US; 1971) [4.33] musste ein grosser instabiler Felskörper direkt über dem linken Widerlager gesichert werden.
- Die Bildung eines instabilen Felskörpers *im Staubecken* – häufig längs der Seeuferlinie im Fluktuationsbereich des Wasserspiegels – erzeugt bei dessen Eintauchen in den See eine Schwallwelle (Abb. 4.4 c). Diese belastet den Sperrenkörper zusätzlich oder schwappt über die Krone wie z.B. in Vaiont (IT; 1963) [4.34]. Beim Auftreffen auf der luftseitigen Geländeoberfläche kann die Schwallwelle überdies Auskolkungen verursachen.

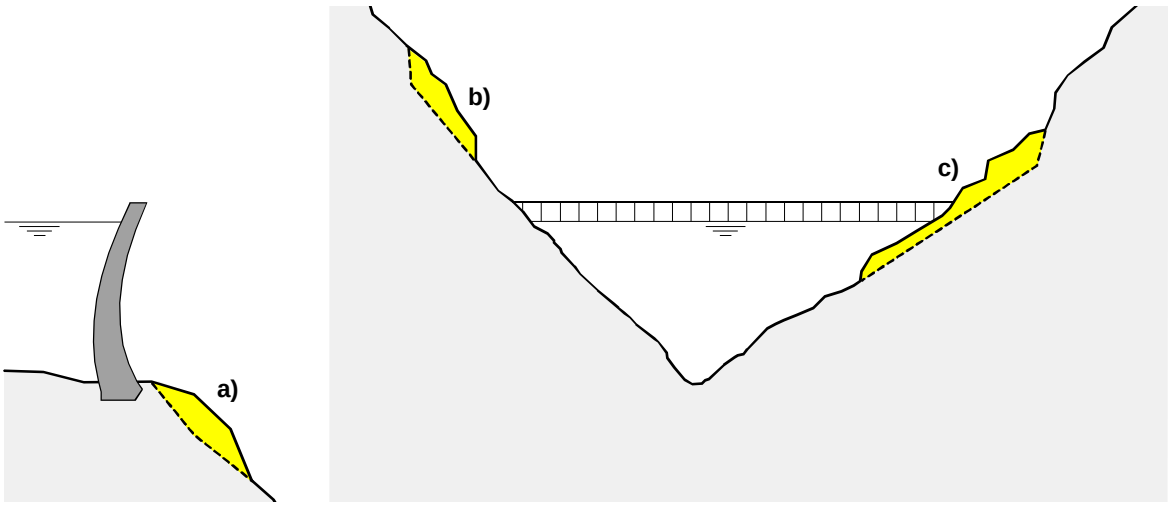


Abb. 4.4 Schematische Darstellung möglicher Vorkommen instabiler Felskörper: a) Unterhalb, b) Oberhalb des Sperrenkörpers, c) Im Staubecken z.B. längs der Seeuferlinie.

Zeitlich ist ihr Auftreten sowohl *im Bau- wie im Betriebszustand* möglich, selbst nach längerer Nutzung ohne besondere Vorkommnisse. Die Gründe liegen v.a. in Unsicherheiten bezüglich des weitgehend unbekannten Langzeitverhaltens der Felsfundation und in ausserordentlichen Einwirkungen wie Erdbeben oder Hochwasser. So können u.a. durch Rissfortpflanzung infolge des langandauernden zyklischen Einstaus, innere Erosion der Füllung, Lösungsvorgänge im Gestein, alternde Injektionsschleier oder kolmatierende Drainagebohrungen neue Sickerwege entstehen und den Bereich unter der Fundationsfläche schwächen.

Tab. 4.1 Beispiele für gravierende Schadensfälle in der Felsfundation von Gewichtsmauern. Die Angaben entstammen verschiedenen Quellen und können geringfügige Abweichungen aufweisen [4.8] [4.17][4.26][4.28][4.35-40]. (Konstruktions-)Höhe = grösste Höhe über der Gründungsfläche.

Austin (US)	
Matrix:	Beton – Sedimentgestein/Metamorphes Gestein
Kenndaten:	Höhe/Länge: 15/166 m, Fertigstellung: 1892, Versagen: 1900 (> fünf Betriebsjahre)
Phänomen:	Abgleiten des 1.2 m tief in den Fels eingebundenen Mauerfundamentes nahe der Gründungsfläche. Das Versagen betraf vornehmlich den westlichen Teil der Staumauer: Das 23 m lange, 11 m hohe Mauerende blieb stehen, der benachbarte Abschnitt wurde 30 m in Richtung Luftseite verschoben und kippte – nach Westen gedreht – auf die luftseitige Fläche. In seiner Gründungsfläche waren Anzeichen einer horizontalen Trennfläche sichtbar. Der östliche Teil der Mauer versagte ebenfalls: Ein 60 m langer Abschnitt wurde als zusammenhängender Block 1.5 bis 4.6 m in Richtung Luftseite verschoben (ohne Rotation um Horizontalachse). Der Sandstein im Felsfundament war horizontal geschichtet (Dicke: 0.3 – 1 m) mit Zwischenlagen aus Lockergestein und Schiefer. Die Flutwelle hatte den Tod von ca. 80 Personen zur Folge.
Bayless (US)	
Matrix:	Beton – Metamorphes Gestein
Kenndaten:	Höhe/Länge: 16/166 m, Fertigstellung: 1909, Versagen: 1911 (< fünf Betriebsjahre)
Phänomen:	1910 bildete sich bei Vollstau luftseits des linken Widerlagers ein instabiler Felskörper. In der Folge traten 5 – 15 m ab Mauerfuss grosse Wassermengen aus. Der linke Mauerteil verschob sich in Richtung Luftseite (Mauerkrone: 79 cm, -fuss: 46 cm). 1911 füllte man das Staubecken erneut, ohne zwischenzeitlich eine Sanierung vorgenommen zu haben. Es kam zu einem raschen Versagen der Staumauer, wobei Mauerblöcke wegglitten und kippten (*„the dam rapidly failed with large sections overturning or opening like a door“*).
Bouzey (FR)	
Matrix:	Mauerwerk/Beton – Sedimentgestein
Kenndaten:	Höhe/Länge: 20/528 m, Fertigstellung: 1880, Versagen: 1884 (< fünf Betriebsjahre)
Phänomen:	Nachdem 1881 während dem Ersteinstau viel Sickerwasser ausgetreten war, stellte man 1882 zwei Risse fest, die eine Absenkung notwendig machten. 1884 riss sich – 2.7 m vor dem Vollstau – ein 137 m langer Abschnitt des Sperrenkörpers von der Kontaktfuge los und bewegte sich 38 cm in Richtung Luftseite. Gleichzeitig verdoppelte sich die Sickerwassermenge. 1885 entdeckte man bei der Absenkung des Stausees, dass der Sperrenkörper auf der Seeseite viele Risse aufwies, insbesondere nahe dem Fundamentschlitz im geschichteten Sandstein. Ein Riss war dabei 91 m lang und horizontal. In der Folge dichtete man die Risse ab, injizierte sie, erstellte Drainagen und vergrösserte den luftseitigen Mauerfuss, so dass eine rund doppelt so grosse Aufstandsfläche entstand. 1895 brach plötzlich der obere Teil des Sperrenkörpers auf einer Länge von 183 m und 10 m Höhe, was den Tod von 100 Personen herbeiführte.
St. Francis (US)	
Matrix:	Beton – Sedimentgestein/Metamorphes Gestein
Kenndaten:	Höhe/Länge: 63/213 m, Fertigstellung: 1926, Versagen: 1928 (< fünf Betriebsjahre)
Phänomen:	Das Tragwerk versagte sprödbruchartig eine Woche nach Vollstau, nachdem 24 h vorher vermehrt klares Sickerwasser aus dem rechten Felsfundament ausgetreten war. Der Untergrund gliederte sich in drei Teile (Abb. 4.5/6): Das obere rechte Widerlager wurde von einem geklüfteten, z.T. mit Ton oder Gips gefüllten Konglomerat gebildet, das nur im trockenen Zustand eine geringe Festigkeit aufwies. Es folgte eine ca. 1.2 m dicke Störungszone mit Tonfüllung. Sie strich parallel zur Tallängsrichtung und biss auf der rechten Talflanke aus. Darunter erstreckte sich ein Schiefer geringer Festigkeit bis zum linken Widerlager, der parallel zur Felsböschung einfiel. Die Ursache für das Versagen blieb unklar: Neben einem Aufweichen des Konglomerates (Wasser

	sickerte evtl. längs der Störung ein) wurde auch eine Instabilität im Bereich des linken Mauerwiderlagers für möglich gehalten (Spuren einer Flutwelle im Staubecken vorhanden). Nach dem Versagen blieb ein Mauerblock stehen, der im Fels 6 – 9 m lange Drainagebohrungen aufwies (14 cm in Richtung Luftseite, 15 cm seitlich verschoben). Luftseitig des linken Mauerwiderlagers bildete sich infolge Unterspülung des Böschungsfusses ein instabiler Felsbereich (bis 61 m weiter oben). In der Flutwelle starben 426 Personen.
Tigra (IN)	
Matrix:	Mauerwerk – Sedimentgestein
Kenndaten:	Höhe/Länge: 26/1341 m, Fertigstellung: 1917, Versagen: 1917 (Ersteinstau)
Phänomen:	Die Staumauer wurde während eines Hochwassers auf ihrer ganzen Länge überflutet. In der Folge verschoben sich 14 Mauerblöcke auf einer Länge von 400 m in Richtung Luftseite, wobei zwei Mauerblöcke aufrecht stehen blieben. Die Gleitfläche entsprach entweder der Kontaktfuge oder lag knapp darunter im geschichteten Sandstein. Die Einbindung betrug 0.6 m. Schlechtere Felsbereiche hatte man durch Beton ersetzt.
Khadakwasla (IN)	
Matrix:	Mauerwerk – Magmatisches Gestein
Kenndaten:	Höhe/Länge: 40/1472 m, Fertigstellung: 1879, Versagen: 1961 (> fünf Betriebsjahre)
Phänomen:	Ein Hochwasser führte zum Versagen des Panshet-Damms einige Kilometer oberhalb. Die Flutwelle ergoss sich in den vollen Stausee, schwappte 2.7 m über die Mauerkrone und erodierte die Felsoberfläche auf der Luftseite. 4 Stunden später versagte die Staumauer (Flutwelle war noch 1.8 m hoch): Zuerst brach der Wehrbereich (nicht an der höchsten Stelle der Mauer), 1 Stunde später versagte ein zweiter Abschnitt bei einer 6 m hohen Stufe in der Gründungsfläche. Dieser Teil der Mauer drehte sich um eine vertikale Achse und kippte schliesslich um.

Tab. 4.2 Einzelne gravierende Schadensfälle in der Felsfundation von Bogenmauern (vgl. auch Tab. 4.1).

Lake Lanier resp. Vaughan Creek (US)	
Matrix:	Beton – Magmatisches Gestein
Kenndaten:	Höhe/Länge: 19/72 m, Fertigstellung: 1925, Versagen: 1926 (Ersteinstau)
Phänomen:	Das linke Mauerende bestand aus einem Zyklopenmauerwerk auf verwittertem Fels, das beim Ersteinstau unterspült wurde. Mit zunehmender Durchsickerung wurde Lockergestein, verwittertes und gesundes Gestein sowie Ton mitgerissen. Das Mauerende setzte sich, worauf der Sperrenkörper aus Beton brach und lokal kippte. Der Rest der Betonmauer blieb stehen.
Malpasset (FR)	
Matrix:	Beton – Metamorphes Gestein
Kenndaten:	Höhe/Länge: 61/222 m, Fertigstellung: 1954, Versagen: 1959 (< fünf Betriebsjahre)
Phänomen:	Im linken Felsfundament des doppelt gekrümmten Sperrenkörpers versagte sprödbruchartig ein Felskörper von ca. 40‘000 m^3 (Abb. 4.7/8). Die Ablösefläche lag unmittelbar am seeseitigen Mauerfuss und konnte der Schieferung zugeordnet werden. Die ca. 30 m vom luftseitigen Mauerfuss ausbeissende Gleitfläche fiel mit einer ca. 30 cm dicken, mit Silt und Ton gefüllten Störung zusammen. Vermutlich öffneten sich bei Vollstau die teils offenen, teils mit Ton gefüllten Schieferflächen, so dass aus dem Seebecken Wasser eindringen konnte. Der Sperrenkörper rotierte im Zustand des Versagens um eine Vertikalachse mit Zentrum im rechten Widerlager. Das linke Mauerfundament in Form eines 10 m hohen Gewichtskörpers wurde horizontal um rund 2 m verschoben. Die Flutwelle hatte 421 Todesopfer zur Folge.
Pacoima (US)	
Matrix:	Beton – Metamorphes Gestein
Kenndaten:	Höhe/Länge: 114/195 m, Fertigstellung: 1929, Versagen: 1971 (> fünf Betriebsjahre)
Phänomen:	Während dem Bau wurde die Felsfundation im linken Widerlager lokal durch einen Betonblock ersetzt. Schwere Regenfälle führten 1938 zum Anspringen der Hochwasserentlastung, worauf es am luftseitigen linken Widerlager zur Instabilität von zwei grossen Felskörpern kam: Der eine löste sich ca. 15 m vor der Mauer und erstreckte sich rund 60 m in die Höhe (Ursache: Unterspülung des Felsböschungsfusses, Vibrationen), der andere löste sich von der Talflanke neben der Hochwasserentlastung. 1971 ereignete sich ein schweres Erdbeben mit Epizentrum 6.6 km nördlich der Sperrstelle. Im linken Widerlager wurden maximal 1.25 *g* in beiden horizontalen Richtungen sowie 0.7 *g* in vertikaler Richtung gemessen. Dabei bildeten sich unter dem Betonblock zwei grosse instabile Felskörper mit einer gemeinsamen Gleitfläche, ohne dass die Mauer versagte.

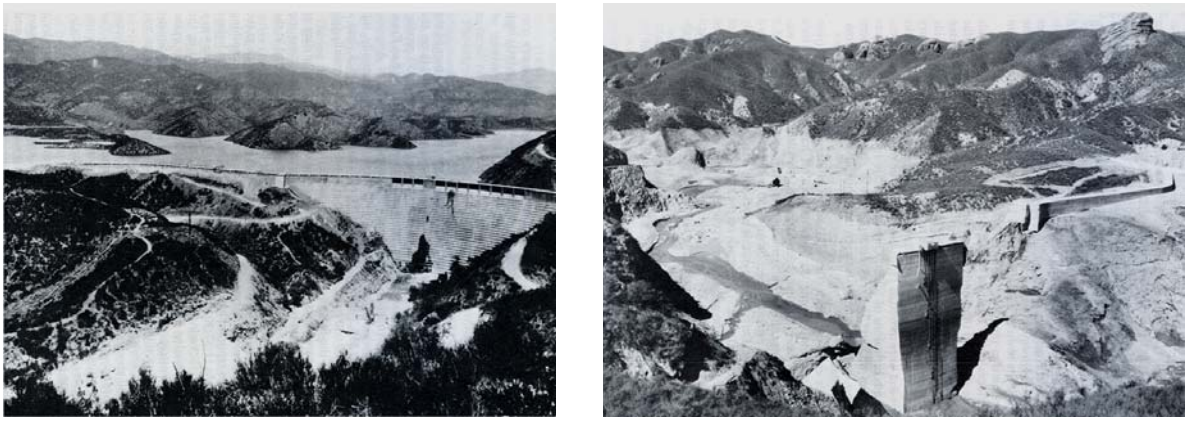


Abb. 4.5 Gewichtsmauer St. Francis (links) nach dem Versagen des Felsfundamentes (rechts) [4.26].

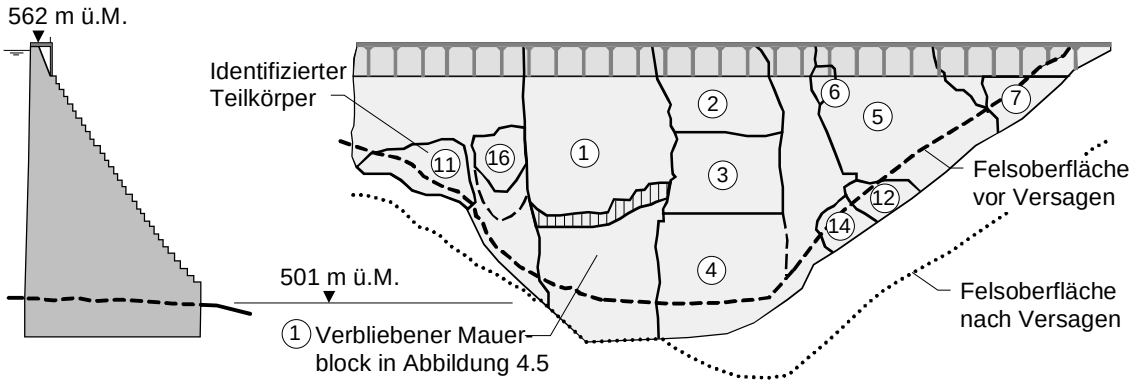


Abb 4.6 Querschnitt und luftseitige Ansicht der Mauer mit nachträglich identifizierten Teilkörpern [4.27].

Um das Phänomen besser zu verstehen, wurden wichtige Informationen über einzelne gut dokumentierte Rückschläge zusammengefasst. In der Übersicht sind – getrennt nach der Art der Staumauer und in alphabetischer Abfolge (Tab. 4.1/2) – gravierende Ereignisse aufgelistet, die in einem engen Zusammenhang mit der Stabilität der Felsfundamente stehen*.

Die ausgewählten Beispiele behandeln je drei Bogen- und Gewichtsmauern aus Beton sowie drei Gewichtsmauern aus Mauerwerk, wobei fünf eine Höhe unter 30 m aufweisen. Sie sind in zwei Fällen auf Magmatischem Gestein, der Rest auf Sedimentgestein oder Metamorphem Gestein fundiert. Acht der neun Staumauern wurden vor 1930 gebaut. Die Schadensfälle traten zweimal während dem Ersteinstau, viermal innerhalb der ersten fünf Betriebsjahre und dreimal später auf. Vier Abbildungen (4.5 – 8) illustrieren zwei wohldokumentierte Versagen in Amerika (Gewichtsmauer St. Francis) und in Frankreich (Bogenmauer Malpasset).

Das Studium der zahlreichen, in der Literatur aufgeführten Fallbeispiele von unerwünschten Ereignissen liefert nur einen geringen Beitrag zum besseren Verständnis der vorliegenden Fragestellung. Die Gründe hierfür sind mehrere: Zum einen stand oftmals nur die Gebrauchstauglichkeit im Vordergrund (z.B. Risse), zum andern ist die summarische Betrachtung einer

* Nicht zu verwechseln mit Stabilitätsproblemen bei Mauerfundamenten wie z.B. in Gleno (IT; 1923), El Habra (DZ; 1927) oder Vega de Tera (ES; 1959). Auch auf die Bildung instabiler Lockergesteinsbereiche wie z.B. in Puentes (ES; 1802) wird nicht eingegangen, selbst wenn der Grossteil des Gründungskörpers aus Fels bestand.

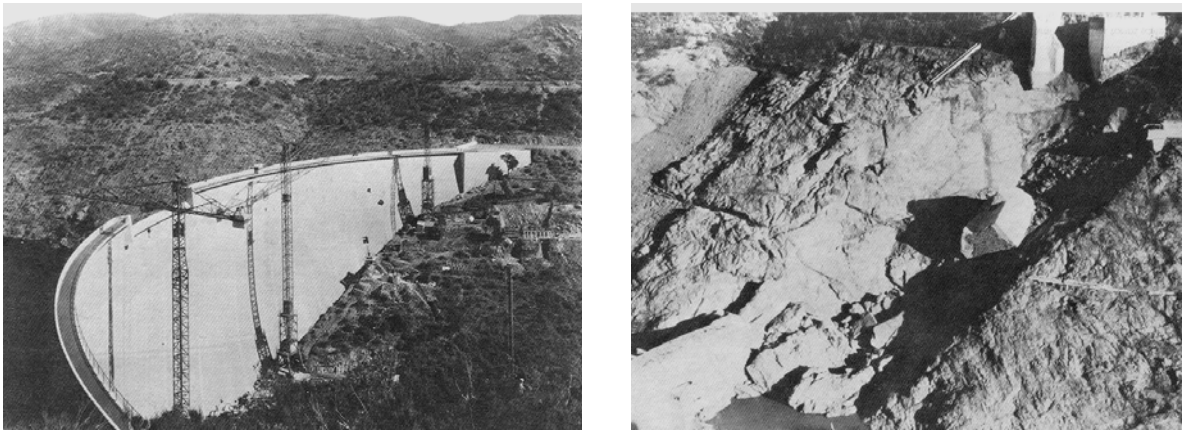


Abb. 4.7 Bogenmauer Malpasset (links) nach dem Versagen des linken Felsfundamentes (rechts) [4.27].

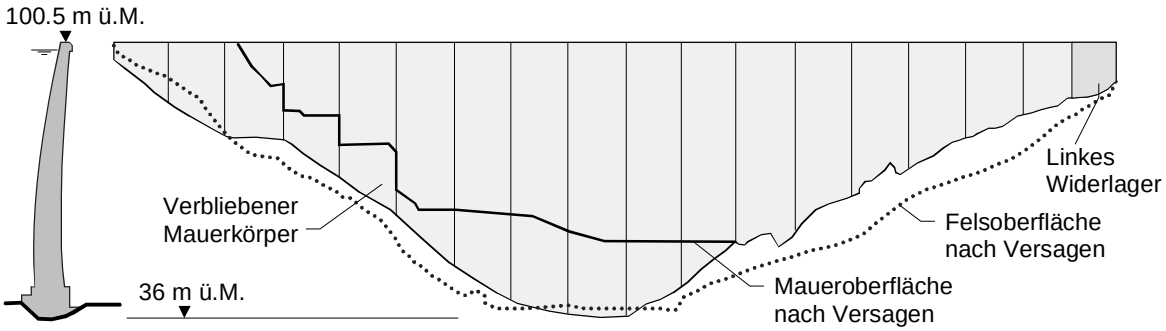


Abb. 4.8 Querschnitt und schematische luftseitige Ansicht der Mauer nach dem Versagen [4.28].

möglichen Stabilitätsfrage in Unkenntnis der genauen Hintergründe diffizil und wenig zweckdienlich. Häufig ist sogar unklar, ob ein solches Problem überhaupt vorliegt [4.41]. Überdies lässt sich aus dem beobachteten Verformungsverhalten einer Talsperre grundsätzlich nicht ableiten, wie weit man von einem Versagen entfernt ist.

4.3.2 Erkenntnis

Bei der Durchsicht der Fachliteratur gelangt man zu folgenden Einsichten [4.42]:

- Der *tiefe Kenntnisstand* über die felsmechanisch-hydraulischen Eigenschaften brachte mit sich, dass die Eigenheiten des Korn- und Flächengefüges oftmals nur ungenügend erfasst und beim Entwurf zu wenig in die Überlegungen miteinbezogen wurden. Beispiele: Austin (US; 1911), Lake Lanier (US; 1926), St. Francis (US; 1928).
- Die Versagen traten meist *nahe der Geländeoberfläche entlang vorhandener Schwächezonen* auf (d.h. in Kontaktfuge/Trennflächen). Diese bestimmten die Lage und Abmessungen der instabilen Felskörper, deren Ausdehnung sich keinesfalls auf einzelne Mauerblöcke beschränkte. Beispiele: Austin (US; 1911), Tigra (IN; 1917), Malpasset (FR; 1959).
- Bei der Beschreibung vermuteter Mechanismen ist durchwegs von einem *Gleiten* die Rede wie z.B. in Bouzey (FR; 1884), Tigra (IN; 1917) oder Pacoima (US; 1971). Aus der vorhandenen Information konnte nicht auf ein Kippen als auslösender Mechanismus geschlossen werden, selbst wenn der Ausdruck „Kippen“ Erwähnung fand. In Austin (US; 1911),

Bayless (US; 1911) und Khadakwasla (IN; 1961) trat zuerst Gleiten ein, bevor das ausströmende Wasser die Mauerblöcke zum Kippen brachte.

- Die *Wirkung des eingestauten Wassers* im Felsfundament (Auftrieb, Einfluss auf Festigkeit, innere Erosion, Langzeitverhalten etc.) wurde bei der Bemessung lange zu wenig berücksichtigt[*]. Beispiele: Der Auftrieb in Bouzey (FR; 1895), die innere Erosion in Lake Lanier (US; 1926), das Aufweichen des Konglomerats in St. Francis (US; 1928) oder die Folgen des in den Gesteinsverband eindringenden Wassers in Malpasset (FR; 1959).
- Die *ausserordentlichen Einwirkungen* Hochwasser und Erdbeben können jederzeit ein Versagen verursachen wie die Beispiele von Tigra (IN; 1917 bei Ersteinstau), Khadakwasla (IN; 1961 bzw. 82 Jahre nach Fertigstellung inf. Erosion der luftseitigen Felsoberfläche) und Pacoima (US; 1971 bzw. 42 Jahre nach Fertigstellung) belegen.
- Der *Scherfestigkeit* vorhandener Fehlstellen im Fels kommt eine grosse Bedeutung zu. Beispiele: Austin (US; 1911), St. Francis (US; 1928), Malpasset (FR; 1959).

Zusammenfassend lehrt uns die im Schrifttum dargelegte Erfahrung, dass die Bildung instabiler Felskörper von einer Vielzahl charakteristischer Parameter beeinflusst wird. In Anbetracht der enormen Auswirkungen ist ihre Zusammenstellung und Gliederung samt Ableitung von Gesetzmässigkeiten erstrebenswert. Es liegt nahe, dass damit auch eine Voraussage möglich wäre, wo unter welchen Umständen bestimmte Mechanismen entstehen könnten und welche Gegenmassnahmen am erfolgversprechendsten wären.

Zur Beurteilung der Stabilität eines Felsfundamentes müssen vorhandene instabile Felskörper einwandfrei identifiziert und mit speziellen *Untersuchungsmethoden* überprüft werden [4.24]. Diese bauen auf dem Modell des Untergrundes auf (Kap. 2.6) und erlauben eine weitergehende gedankliche Durchdringung der Fragestellung. Die während den experimentellen oder theoretischen Betrachtungen gewonnenen Einsichten erlauben, kritische Punkte zu erkennen und anstehende Entscheide auf plausible Argumente abzustützen. Die Vielfalt der Untersuchungsmethoden stellen indes selbst erfahrene Fachleute vor eine schwierige Wahl. Einige übergeordnete Überlegungen sind deshalb vonnöten.

4.4 Stabilitätsuntersuchung

4.4.1 Modellanforderungen

Jeder Versuch, die Stabilität der Felsfundamente von Staumauern quantitativ zu erfassen, beginnt mit dem Aufstellen eines Modells: Es soll das *statische System*, die *Einwirkungen* und das *Materialverhalten* angeben. Sind die Annahmen pro *Bemessungssituation*[†] im Sinne der Mechanik klar formuliert, so kann man zur Durchführung des entsprechenden Experimentes oder der Berechnung schreiten. Im Anschluss daran wird das Modell der Wirklichkeit gegenübergestellt: Die Ergebnisse werden im Lichte der getroffenen Vereinfachungen und der tatsächlich vorhandenen Verhältnisse auf ihre Aussagekraft geprüft und kritisch beurteilt.

---

[*] Der Auftrieb wurde zum ersten Mal praktisch beim Bau der englischen Vyrnwy Mauer in England (1882 - 90), theoretisch von LEVY (1895) berücksichtigt [4.18]. Die Wirkung des Wasserdrucks wurde erstmals 1952 beim Bau von Iril Emda (DZ) studiert [4.43].

[†] Sie umschreibt die Gegebenheiten und Bedingungen, für welche die entsprechenden Nachweise vorzulegen sind. Ein Lastfall legt die für einen konkreten Nachweis betrachtete Kombination bestimmter Einwirkungen fest [4.3].

Ein Modell muss den Anforderungen der Fragestellung gebührend Rechnung tragen. So hängt die Zweckmässigkeit eines Modells einerseits davon ab, in welchem Masse sich seine Aussagen der Wirklichkeit annähern. Andererseits ist der Aufwand von Bedeutung, der zur Gewinnung der Voraussagen erforderlich ist. Ideal wäre ein Modell, das mit kleinem Aufwand sehr wirklichkeitsnahe Voraussagen liefern würde [4.44].

Der Aufbau kann einfach oder vielschichtig sein. Im ersten Fall versucht man, die Zahl der Einflussfaktoren minimal zu halten, um ein anschaulich nachvollziehbares Abbild der tatsächlichen Situation zu erhalten [4.24]. Dies gilt unter der Voraussetzung, dass die Vereinfachung nicht durch Vernachlässigung wichtiger Faktoren erzielt wird [4.45]. Dem Vorteil einer guten Übersichtlichkeit und raschen Anwendbarkeit für Parametervariationen steht der Nachteil einer schlechteren Annäherung an die Wirklichkeit gegenüber [4.44]. Im zweiten Fall lässt man sich vom Gedanken eines möglichst detaillierten Abbildes der Realität leiten. Das Aufstellen eines solchen Modells mit einer Vielzahl von Parametern ist anspruchsvoller, der Zeitaufwand höher* [4.46]. Mit zunehmender Verfeinerung ergeben sich komplexere Auswertungsergebnisse, was deren Auslegung erschwert [4.47]. Beiden Modellarten gemein ist die Forderung, dass alle Einflussgrössen prinzipiell physikalisch messbar sein sollten, selbst wenn zum Zeitpunkt der Anwendung noch kein geeignetes Verfahren bekannt ist.

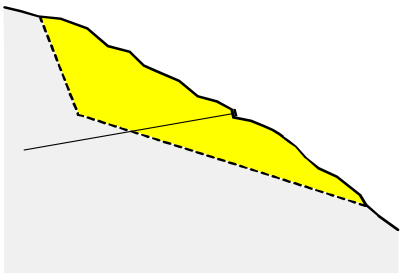
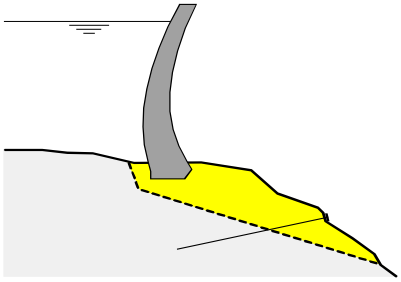
Der Einsatz einfacher Modelle beruht auf der Einsicht, sich auf das grundsätzlich Beobachtbare von praktischer Relevanz zu beschränken [4.24]. Eine solche Konzentration ist in der Felsmechanik angesichts der oft ungenügenden Ausgangsdaten mit den jeweils erheblichen Bandbreiten auch heute noch durchaus gerechtfertigt [4.48]. Im Vergleich dazu sind verfeinerte Modelle für besondere, klar abgegrenzte Problembereiche in Kombination mit vertiefenden Felduntersuchungen begründet. Deren Ergebnisse sind didaktisch wertvoll, indem sie das Verständnis für die Ausbildung möglicher Versagensmechanismen fördern können. Die Erfahrung zeigt aber, dass sie die Wirklichkeit trotz aller Anstrengungen noch immer ungenügend abbilden. Der Grund liegt in den engen, durch die Beschreibung der felsmechanisch-hydraulischen Eigenschaften gesetzten Grenzen [4.24]. Der voreilige Einsatz aufwendiger Planungsinstrumente verstellt vielfach gar die Sicht auf die Gesamtheit des Problems und steht dadurch angemessenen Lösungen im Wege [4.49]. So bleibt u.a. wenig Zeit, das mit Hilfe leistungsfähiger Hilfsmittel produzierte Datenmaterial zu hinterfragen. In der Folge gehen wesentliche Zusammenhänge unter oder sind dem Verantwortlichen nicht mehr präsent [4.50][4.51]. Gefragt ist darum eine *kluge Auswahl des wirklich Notwendigen.* Eine solche Beschränkung auf das Entscheidende zwingt uns, die Voraussetzungen unter Beachtung aller Aspekte sorgfältig zu prüfen.

Die Ausgangslage für das Aufstellen eines einfachen Modells ist indessen verzwickt:

- Das *statische System* sollte räumlich sein, da eine zweidimensionale Betrachtung aufgrund der Form, der Topographie und des Flächengefüges zu kurz greift.
- Die *Einwirkungen* sind schwierig anzusetzen, bestehen doch bei den massgebenden wie dem Porenwasserdruck und seiner Verteilung beträchtliche Unsicherheiten. Hinzu kommt, dass bei einer allfälligen Auftrennung des Tragwerks in einen Gründungs- und einen Sper-

* *„Manche Forscher treffen Annahmen von schwerwiegender Bedeutung, ohne diesen Annahmen die nötige Beachtung zu schenken. Bei eingehender Prüfung ihrer Arbeiten kann man sogar feststellen, das ihr Versuch, alte Probleme durch scheinbar strengere Methoden zu lösen, den Fehler nur noch grösser gemacht hat, weil eine Reihe von wohl unsicheren, aber zulässigen Annahmen durch weniger fragliche, jedoch weit ungünstigere Annahmen ersetzt wurden“* [4.44].

Tab. 4.3 Gegenüberstellung der wichtigsten Merkmale instabiler Felskörper [4.21][4.54].

Felsböschungen		**Felsfundationen**	
Form:	Abhängig von Felsoberfläche und Trennflächen	Form:	Abhängig von Felsoberfläche und Trennflächen
Grösse:	Abhängig von Felsoberfläche und Trennflächen	Grösse:	Abhängig von Felsoberfläche, *Gründungsfläche* und Trennflächen
Mechanismus:	- Gleiten (in Richtung Talsohle) - Kippen (Ausnahmefall)	Mechanismus:	- Gleiten (in Richtung Luftseite) - Kippen (Ausnahmefall)
Einwirkungen:	- Eigenlast (ständig) - Auflast (ständig) - Anker (ständig) - Wasserdruck (veränderlich) - Erdbeben (ausserordentlich)	Einwirkungen:	- Eigenlast (ständig) - Auflast (ständig/*veränderlich*) - Anker (ständig; selten) - *Fundamentlast (veränderlich)* - Wasserdruck (veränderlich) - Erdbeben (ausserordentlich)
Eigenschaften:	- Scherfestigkeit - Durchlässigkeit	Eigenschaften:	- *Zug-/Druckfestigkeit* - Scherfestigkeit - Durchlässigkeit
			

renkörper die gegenseitige Abhängigkeit im Trag- und Verformungsverhalten über Kompatibilitätsbetrachtungen zu berücksichtigen ist [4.52].

- Das *Materialverhalten* von Fels ist nur in groben Zügen erfassbar.

Die angestrebte Voraussage über die Bildung von instabilen Felskörpern entpuppt sich als anspruchsvolle Aufgabe. Sie lässt es ratsam erscheinen, nach Bewährtem Ausschau zu halten. In Fachkreisen bekannt ist die Einschätzung der Stabilität von Felsböschungen. Hierzu existieren übersichtliche Modelle und ein reicher, in der Literatur greifbarer Erfahrungsschatz.

4.4.2 Felsböschungen

Auf den ersten Blick sind bei Felsböschungen und Felsfundationen deutliche Unterschiede hinsichtlich der *Ausdehnung* und dem *Gefährdungsgrad* zu verzeichnen [4.53]. Einschnitte für Verkehrsträger sind im Allgemeinen nur bis zu mehreren Dutzend Metern hoch, ansonsten ein Tunnel die weit rationellere Lösung darstellen würde. Einzelne Staumauern erreichen wohl Höhen bis zu 300 m, doch hängt hier der Grad der Gefährdung vom Fassungsvermögen der Staubecken ab. Da auch der Tagebaubetrieb in immer grösserem Massstab erfolgt, können die dafür erforderlichen Böschungen bis zu mehreren Hundert Meter hoch sein. Der Gefährdungsgrad solch künstlicher Böschungen hängt gleichwohl von ganz anderen Faktoren ab*. Auch natürliche Felsböschungen können von überragender Bedeutung sein, gerade wenn sie

* Im übertägigen Bergbau wird die Instabilität von Felsböschungen in Kauf genommen. Mit verschiedenen Massnahmen trachtet man nach einer Voraussage des Zeitpunkts eines Versagens, um minimalen Schaden davonzutragen [4.21].

wie in Vajont (1961) im Bereich eines Staubeckens instabil werden. Den Regelfall stellen jedoch kleine Ein- und Anschnitte sowie Fundationen für Brücken, Gebäude etc. dar. Diese Variation der Grössenordnung und des Risikogrades spielt nicht nur bei der ingenieurtechnischen Lösung des jeweiligen Problems eine entscheidende Rolle, sondern auch bei der Festlegung der Kriterien für die Errichtung solcher Bauten.

In Bezug auf potentiell instabile Felskörper unterscheiden sich Böschungen und Fundationen in dreifacher Hinsicht (Tab. 4.3): Erstens hängen bei Staumauerfundationen die Abmessungen solcher Felskörper von der Ausdehnung der Gründungsfläche ab (je ausgedehnter, desto grösser muss der kritische Felskörper sein). Zweitens stellen die Fundamentlasten, die zyklische Stauhaltung sowie die damit verbundene Schwankung des Porenwasserdrucks eine vorher nicht vorhandene erhebliche Einwirkung auf den Fels dar. Drittens bewirkt die schräge Lasteinleitung auf die Fundationsfläche, dass sich im Fels je nach Wasserstand Zug- und Druckzonen bilden, welche u.a. die Wasserwegigkeit oder die Scherfestigkeit örtlich beeinflussen.

Trotz alledem darf man festhalten, dass die *postulierte Ähnlichkeit zwischen Böschungen und Fundationen im Fels besteht* und letztere einen Spezialfall von ersteren darstellen. Dies bedeutet, dass die bekannten einfachen Modelle zur Untersuchung der Stabilität von Felsböschungen durchaus zur Prüfung der vorliegenden Fragestellung herangezogen dürfen, sofern den aufgezeigten Unterschieden die nötige Beachtung geschenkt wird.

4.4.3 Theoretische Formulierung

Die Mauerfundamentlasten – kurz „Fundamentlasten“ – sind eine am Felsfundament im Bereich der Gründungsfläche angreifende Einwirkung. Sie hängt von den am Sperrenkörper angreifenden Kräften und seinen Eigenschaften ab. Die Fundamentlasten lassen sich auf eine Resultierende ***F*** pro Mauerblock reduzieren, die irgendwo in der zugehörigen Fundationsfläche angreift* (Abb. 4.9). ***F*** bewirkt, dass der vorhandene Spannungszustand im benachbarten Untergrund ändert und Verformungen auftreten. Die Spannungsverteilung hängt ab von der Richtung und dem Betrag der Einwirkungen, der Topographie und den mechanisch-hydraulischen Eigenschaften des Felsens. Erhöht man den Betrag von ***F*** und hält die übrigen Einwirkungen konstant, so verändern sich die Spannungen im Untergrund, bis sich ein Körper bildet, entlang dessen Kontaktflächen zum umliegenden Fels der innere Widerstand ausgeschöpft wird†. Einen solchen Grenzzustand, bei dem

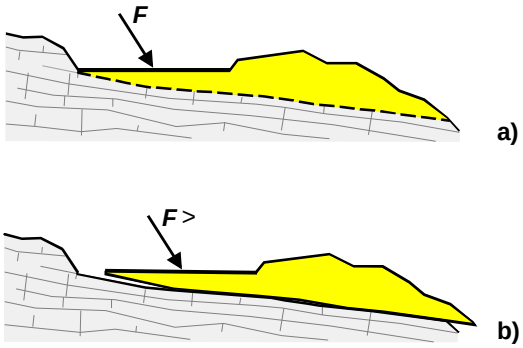


Abb 4.9 In der Fundationsfläche angreifende Resultierende ***F*** der Fundamentlasten. Erhöht man deren Betrag, so bildet sich zuerst ein „potentieller“ (a), dann ein „effektiver Bruchkörper“ (b).

* *„Foundation stability analyses usually make use of the stress concept i.e. force per unit area. It must however always be born in mind that overall stability is governed by forces, since stresses are only meaningful through the areas to which they apply. A high stress, i.e. a stress in excess of the rock strength, acting on a restricted or contained zone of rock, will have no deleterious effects, whereas a much more moderate stress acting over a large area may seriously affect the safety margin of the foundation“* [4.24].

† In der Realität kann solch ein Bruchkörper natürlich auch im Sperrenkörper alleine oder beidseits der Gründungsfläche auftreten. Wir wollen uns hier aber ausschliesslich auf dessen Bildung im Felsfundament beschränken.

ein Felskörper allen angreifenden Kräften gerade noch eine ausreichende Reaktionskraft entgegenstellen kann, nennt man *Bruchzustand*. Der bis anhin stabile Felskörper (*potentieller Bruchkörper)* wird instabil (*effektiver Bruchkörper*), wenn die Beanspruchung aus den äusseren Einwirkungen grösser ist als der innere Widerstand und mindestens ein kinematischer Freiheitsgrad vorliegt. Werden die Komponentenbedingungen verletzt, kommt es zu einem *Gleiten*, werden die Momentenbedingungen verletzt, tritt *Kippen* ein. Beide Fälle gehen einher mit dem Verlust der *Standfestigkeit* (= Gleit- *und* Kippsicherheit muss gewährleistet sein).

Die lokale Überschreitung des Widerstandes würde bei einem statisch bestimmten Tragwerk unverzüglich zum Kollaps führen. Demgegenüber vollzieht ein statisch unbestimmtes Tragsystem [4.24] eine Umlagerung der inneren Kräfte, wodurch ein neuer Gleichgewichtszustand möglich wird: Ein Versagen tritt erst dann ein, wenn starke örtliche Verformungen an mehreren kritischen Stellen gleichzeitig einen Bruchmechanismus hervorrufen. Theoretisch wäre es demnach vorstellbar, dass eine Bogenmauer die örtliche Bildung eines Bruchkörpers im Felsfundament verkraften könnte, würde man sie hierfür bemessen[*] (Abb. 4.3 b).

In Anbetracht der enormen Auswirkungen eines Tragwerksversagens und der inhärenten Unsicherheiten werden in der Praxis solche Reserven nicht in Rechnung gestellt. Hier wird daher postuliert, dass für den Nachweis einer ausreichenden Stabilität eine *Kraftumlagerung im Sperrenkörper nicht berücksichtigt* werden darf. Die (Gleit-) Stabilität eines potentiellen Bruchkörpers gilt somit als nachgewiesen, wenn *für den ungünstigsten Mechanismus der innere Widerstand an seinen Kontaktflächen grösser ist als die Beanspruchung aus äusseren Einwirkungen*. Dies setzt eine Prüfung verschiedener Verhaltensmuster voraus, um den ungünstigsten Fall zu finden.

Für die Untersuchung der Stabilität von Felsböschungen existiert eine Reihe bekannter experimenteller und theoretischer Methoden. Die heute üblichen Berechnungsmodelle beruhen entweder auf der Betrachtung von *Grenzzuständen* (bekanntester Vertreter: Grenzgleichgewichtsmethode) oder auf der *vollständigen Berechnung*, die neben dem elastischen auch den Bereich des aufgezwungenen plastischen Fliessens berücksichtigt (z.B. Finite Element-Methode) [4.7]. Letztere – obschon vom theoretischen Standpunkt aus die Vielversprechendste – hat sich in der Praxis für Stabilitätsuntersuchungen aus vielerlei Gründen nicht durchgesetzt: So ist u.a. die Formulierung einer Spannungs-Dehnungsbeziehung für eine Trennfläche anspruchsvoller als jene eines Festigkeitskriteriums. Auch die Interpretation des resultierenden Spannungszustandes in ausgewählten Punkten oder Flächen ist heikler als die Diskussion eines skalaren Wertes wie dem Sicherheitsfaktor (siehe Kap. 8)[†].

Im Vergleich dazu kann bei der Betrachtung von Grenzzuständen die Traglast ohne das schrittweise Verfahren einer elasto-plastischen Berechnung bestimmt werden. Für die Einordnung der Grenzzustände ist eine kurze Rückbesinnung auf die Grundlagen der Technischen

---

[*] Als Beispiel sei die 39 m hohe Bogenmauer Idbar (BA) erwähnt, an deren rechtem luftseitigen Widerlager beim Ersteinstau Sickerwasser aus der Kontaktzone zwischen Schiefer und geklüftetem Kalk austrat. 1959 führte ein Hochwasser zu erneuten Wasseraustritten, verbunden mit einer Erosion der Tonfüllung und der Bildung instabiler Felskörper *vor* der Mauer. In der Folge kam es zu einer Setzung (10 cm) des rechten Mauerfundamentes und zu einer Rissbildung bis auf halbe Mauerhöhe. Doch selbst die Sprengung eines 2 m breiten Hohlraums 5 m oberhalb der Gründungsfläche konnte kein Versagen des Tragwerks bewirken, obschon dieses nicht für solche Einwirkungen bemessen worden war [4.26].

[†] *„Bei kontinuumsmechanischen Berechnungen ist die Bestimmung einer quantitativen Sicherheit in Form eines Sicherheitsbeiwertes im allgemeinen nicht möglich. Hier bedarf der Nachweis der Standsicherheit einer sorgfältigen Interpretation des Berechnungsergebnisses (Beschränkung der Grösse der Fliessbereiche ...)“* [4.9].

Mechanik notwendig. Sie besagen, dass für eine zulässige Lösung im allgemeinen Fall die Gleichgewichtsbedingungen, die Stoffgesetze und die Verträglichkeitsbedingungen notwendig sind. Werden einzelne der Bedingungen nicht beachtet, um den Berechnungsaufwand zu verkleinern, so erhält man nach der statischen Methode der Plastizitätstheorie (*engl. lower-bound theorem*) einen unteren, nach der kinematischen Methode (*engl. upper-bound theorem*) einen oberen Grenzwert für die Traglast. Lösungen für den unteren Grenzwert erfüllen das Kräftegleichgewicht, verletzen das Fliesskriterium nicht und ergeben Sicherheitsfaktoren, die kleiner oder gleich wie die exakte Lösung sind. Lösungen für den oberen Grenzwert gründen auf kinematisch zulässigen Geschwindigkeitsfeldern oder Bruchmechanismen und führen zu Sicherheitsfaktoren, die grösser oder gleich der exakten Lösung sind.

Aus der *Bodenmechanik* ist bekannt, dass die *Grenzgleichgewichtsmethode* eine sehr geeignete Methode für die Untersuchung des Bruchzustands darstellt. Sie folgt den Grundüberlegungen der kinematischen Methode (vereinfachter Bruchmechanismus), erfüllt aber weder die Bedingungen des unteren noch des oberen Grenzwertsatzes exakt [4.55]. Mit einer geeigneten Wahl des Bruchmechanismus kann diese Methode jedoch eine Antwort geben, die sich der korrekten Lösung annähert und in der Praxis bewährt hat. Der gedanklich dem Gesteinsverband entnommene Bruchkörper wird dabei – analog dem Untergrund – als starr behandelt. Eine solche Annahme ist zulässig, sofern seine Verformungen so „gering“ sind im Vergleich zu den Abmessungen, dass die Gleichgewichtsbedingungen genügen. Andernfalls müssten weitere Materialeigenschaften in die Überlegungen miteinbezogen werden.

In der *Felsmechanik* sind die bei Gleitsicherheitsuntersuchungen an Böschungen und Fundationen vorkommenden Verformungen in der Regel nebensächlich* [4.56]. Aus diesem Grund eignet sich die simple, aber erprobte Grenzgleichgewichtsmethode vorzüglich, um die Zusammenhänge eines Stabilitätsproblems unter besonderer Berücksichtigung der kinematischen Bedingungen auszuleuchten. Um das gewünschte Ergebnis zu erreichen, müssen folgende Einflüsse (Abb. 4.10) – zumindestens qualitativ – korrekt eingeschätzt werden [4.10]:

- *Kinematik:* Aufgrund des Korn- und Flächengefüges sowie der Felsoberfläche wird eine bestimmte Bruchkörperform veranschlagt und in Bezug auf Lage und Grösse so eingegrenzt, wie sie in der Natur auftreten könnte. Das Ziel der vertiefenden Überlegungen ist die Bestimmung der Menge kinematisch zulässiger potentieller Bruchkörper K_j.
- *Einwirkung:* Alle konzentriert oder verteilt angreifenden Lastgrössen wie Eigengewicht, Erdbeben, Wasser, Anker usw. werden am jeweiligen Bruchkörper K_j als Kräfte angesetzt. Da die Momentenbedingungen entfallen, spielt ihr Angriffspunkt (Lage der Wirkungslinie) keine Rolle. Das Ziel der eingehenden Betrachtungen ist die Bestimmung der Resultierenden $\boldsymbol{R}_j$ aller an K_j angreifenden Einwirkungen.
- *Festigkeit:* Richtung und Betrag der Resultierenden $\boldsymbol{R}_j$ bestimmen, ob eine Bewegung von K_j überhaupt möglich ist. Im Falle einer Gleitbewegung müssen das Scherverhalten der Gleitflächen mindestens grundsätzlich zutreffend angenommen und die entsprechenden Scherparameter pro Fläche annähernd richtig quantifiziert werden. Das Ziel der Untersuchungen ist die Bestimmung der Reaktionen $\boldsymbol{N}_{jk}$ und $\boldsymbol{S}_{jk}$ für jede Gleitfläche k aller K_j.

---

* Nach Kapitel 4.3.2 ist Kippen nicht massgebend. Die Beschränkung auf Gleitmechanismen entspricht einem Verzicht auf Momentenbedingungen, so dass der Angriffspunkt aller am potentiellen Bruchkörper angreifenden Kräfte unerheblich ist und keine Kippachsen angenommen werden müssen.

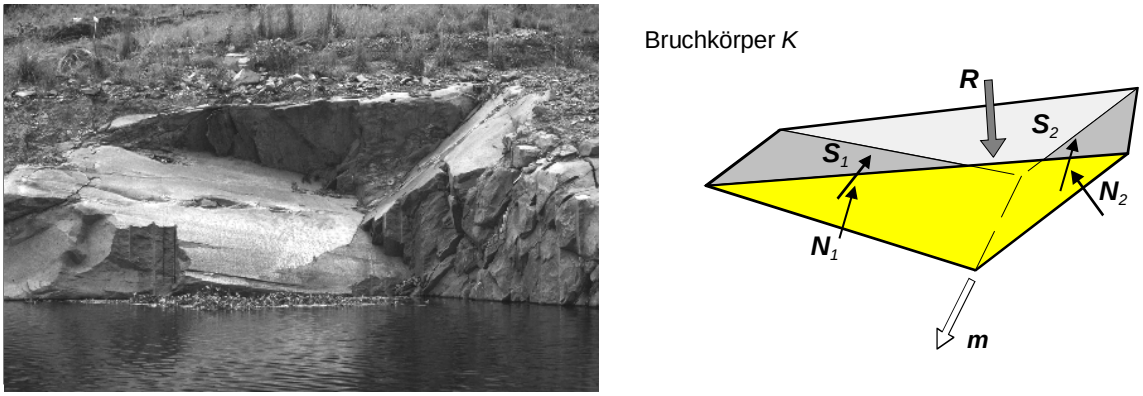


Abb. 4.10 Ansicht einer Felsböschung mit der Begrenzungsfläche eines vormaligen Bruchkörpers *K* (Bild IGT) und dessen idealisiertem Abbild (rechts). Am starren Bruchkörper (gelb) greifen die Resultierende $\boldsymbol{R}$ aller angreifenden Einwirkungen und die Reaktionen* $\boldsymbol{N}_{1,2}$, $\boldsymbol{S}_{1,2}$ unter Annahme einer keilförmigen, dunkelgrauen Gleitfläche an ($\boldsymbol{N}_{1,2}$: Normalkraft, $\boldsymbol{S}_{1,2}$: Scherkraft entgegengesetzt dem Vektor $\boldsymbol{m}$ der Translation auf den Gleitflächen 1 und 2; hellgrau: Ablösefläche). Die Normalkraft gilt positiv als Druck.

Im Rahmen der Problemanalyse geht es nun darum, das Verhalten eines potentiellen Bruchkörpers unter dem Einfluss äusserer Kräfte qualitativ zu begreifen, bevor man sich der quantitativen Bearbeitung der Fragestellung widmet. Zu diesem Zweck wollen wir anhand von Bekanntem wichtige Einflussgrössen im Bereich der *Kinematik*, der *Einwirkungen* und der *Festigkeit* kapitelweise isolieren, Gewichtungen vornehmen, Wechselwirkungen aufzeigen sowie Lücken im aktuellen Kenntnisstand offenlegen*. Es liegt auf der Hand, dass in der Folge einzelne Grössen vereinfacht dargestellt, das komplexe räumliche Problem durch ein übersichtlicheres nachgebildet, Grössen geringer Bedeutung bewusst vernachlässigt und solche, die sich gegenseitig beeinflussen, zum Teil als unabhängig angenommen werden.

* *„A considerable amount of judgement is required to decide upon the most probable failure mode and to decide how this failure should be analysed and how the influence of various factors should be incorporated in the design. These problems are common to all rock slope designs and there are no simple short-cuts. Once this basic fact-finding process has been completed and the mechanics of the problem have been defined, the manner of the presentation of the final results becomes a matter of personal reference and of convenience of communication“* [4.58].

5 Kinematik

In der Technischen Mechanik bezeichnet die *Kinematik* das rein geometrische Studium der Lage- und Gestaltänderung von Körpern ohne Bezug auf Kräfte [5.1]. Die *Statik* untersucht die Kräfte an ruhenden Systemen. Die *Kinetik* befasst sich mit der Verbindung zwischen Kräften und Bewegungen im Raum. Im vorliegenden Fall gilt es zunächst festzustellen, wie sich ein identifizierter potentieller Bruchkörper bewegen könnte, bevor er einer kinetischen Analyse unterworfen wird (Kapitel 9) [5.2][5.3].

Vertiefende Betrachtungen zur Lageänderung setzen voraus, dass die *Geometrie* des Bruchkörpers bekannt ist. Sie wird durch die Form der Felsoberfläche und das Gefüge des Felsuntergrundes bestimmt. Von beobachteten Instabilitäten bei Felsböschungen ist bekannt, dass die Abgrenzung des Bruchkörpers gegenüber dem Untergrund – die sogenannte *Kontaktfläche* – weitgehend von einigen wenigen Trennflächeneigenschaften abhängt. Unser vordergründiges Interesse ist deshalb der Fragestellung gewidmet, welche Eigenschaften massgeblich die *Lage*, *Form* und *Grösse* solcher Felskörper festlegen. Anschliessend treten Überlegungen zu den zugehörigen *Mechanismen* unter Bezugnahme auf die unterschiedlichen Sperrenkörper in den Vordergrund, um die *Art* und *Anzahl* kinematisch zulässiger Bruchkörper im Felsfundament einzugrenzen [5.3][5.4].

Abbildung 5.1 gibt Auskunft über die Einordnung der verwendeten Begriffe zur Unterteilung der Bruchkörperoberfläche. Eine solche Oberfläche gliedert sich in die geschlossene natürliche *Felsoberfläche* und die geschlossene *Kontaktfläche*, die in der Regel mit einer Schwächezone zusammenfällt* [5.5][5.6]. Je nach Art der Relativbewegung zwischen Felsuntergrund und -körper unterscheidet man bei der Kontaktfläche zwischen *Ablöseflächen* (*engl. tension crack*†, Bruchkörper löst sich von der benachbarten Untergrundfläche) und *Gleitflächen* (Bruchkörper verschiebt sich parallel zur benachbarten Untergrundfläche).

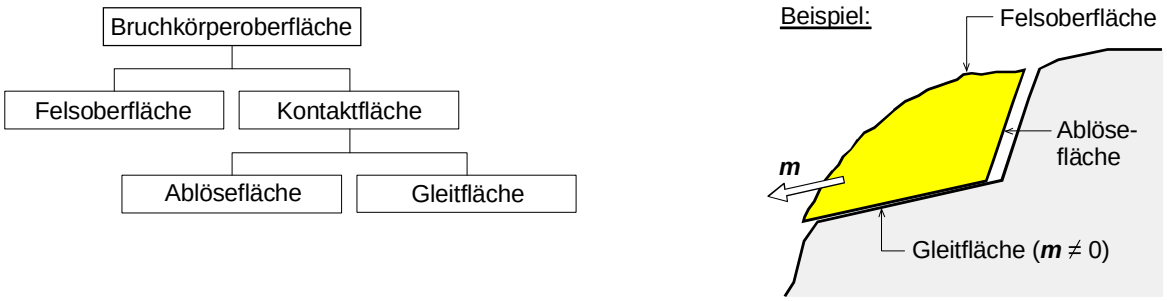


Abb. 5.1 Unterteilung der Oberfläche eines potentiellen Bruchkörpers samt zugehörigem Beispiel.

---

* Der Spezialfall, dass Fels- und Kontaktfläche zusammenfallen (z.B. Gründungsfläche), wird nicht behandelt.

† Den Zugriss im Felsuntergrund nahe dem seeseitigen Staumauerfuss bezeichnet man auch als „HENNY crack“ [5.7]. Nicht bei allen Ablöseflächen treten jedoch Zugspannungen auf, wie das Beispiel klaffender Trennflächen belegt. Aus diesem Grund ist eine Kontaktfläche nicht automatisch eine Bruchfläche.

5.1 Bruchkörperform

5.1.1 Abgrenzung

In der *Bodenmechanik* muss der kritische Bruchkörper durch verschiedene Annahmen bezüglich der *Lage und Form der Bruchfläche* bei gegebenem Verlauf der *Bodenoberfläche* ermittelt werden. Ausgehend von einer als zutreffend erachteten Form der Bruchfläche variiert man ihre Lage, bis der ungünstigste Fall vorliegt. Übliche Annahmen für die Form sind im ebenen Fall Geraden, Kreise oder logarithmische Spiralen.

In der *Felsmechanik* ergibt sich die Form eines potentiellen Bruchkörpers aus der angenommenen *Lage und Form der Kontaktfläche* bei bekanntem Verlauf der *Felsoberfläche* [5.8][5.9]. Das Flächengefüge, das lokal die Zug- und Scherfestigkeit des Gesteinsverbandes mindert, bestimmt hierbei entscheidend die Form der Grenzfläche zwischen Bruchkörper und Untergrund [5.10]. Unter der Wirkung der angreifenden Kräfte kommt es zu einem fortschreitenden Zusammenschluss von vorhandenen Fehlstellen und neu entstehenden Bruchflächen, bis sich ein Felsvolumen vom Untergrund löst. Die ungünstigste Position der Kontaktfläche resultiert aus der Variation ihrer Lage [5.11].

Gemäss Kapitel 4.4.3 wird davon ausgegangen, dass die Gestaltänderung des betrachteten Felskörpers vernachlässigt werden darf. Bruchflächen im Bereich zwischen Kontakt- und Felsoberfläche – sog. *„innere Bruchflächen“* – sind damit *nicht zulässig*[*]. Demzufolge werden aus Teilkörpern zusammengesetzte Bruchkörper ähnlich jenem in Abbildung 5.2 aus unseren Überlegungen ausgeschlossen. Selbstverständlich kann man die Teilkörper als Gruppe von Starrkörpern mit lokal berührenden Kontaktflächen auffassen. Überlegungen zur Stabilität sind dann für jeden potentiellen Bruchkörper getrennt zu führen.

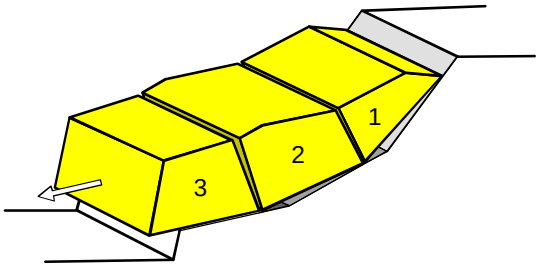


Abb. 5.2 Innere Bruchflächen unterteilen den Bruchkörper in drei Teilkörper. Die Stabilitätsuntersuchung einer solchen Starrkörpergruppe hat für jeden Felskörper separat zu erfolgen.

Die *Form der Kontaktfläche* hängt ab vom Zerlegungsgrad des Felsens: Im wenig zerlegten Fels geben die Trennflächen, im stark zerlegten Fels die Gesteinsbruchstücke den Verlauf der Kontaktfläche vor[†]. Im intakten Fels reduziert sich die Frage der Abgrenzung auf die zutreffende Einschätzung des *Flächengefüges* [5.14][5.15]. Sie besteht darin, dass man die Trennflächen pro Homogenbereich nach Anzahl, Lage und Raumstellung ordnet und einzeln resp. in Kombination unter Berücksichtigung der Halbräume und Bereichsgrenzen untersucht. Um alle Informationen über die Raumstellung der Gefügeelemente miteinzubeziehen, wird zunächst angenommen, dass die *Trennflächen eben* und von *unbegrenzter Kontinuität* sind. Ob eine solche Vereinfachung sinnvoll ist, wird später geprüft (Kap. 5.2). Die wahrscheinlichsten

---

[*] *„It is also assumed that no fractures develop within the solid mass. ... This hypothesis is optimistic, for any fracture developement within the body would influence the safety of the design. If such a possibility appears to be realistic, it should be investigated independently through definition of a new rock tetrahedron“* [5.12].

[†] Der fliessende Übergang vom Fels zum Boden hat vielerlei Auswirkungen, wie z.B.: *„With exceptionally close spacing the orientation is of little consequence as failure may occur through rotation or rolling of the small pieces“* [5.13]. Wir verzichten auf eine Untersuchung dieses Sonderfalls, da solche Verhältnisse unter der Aufstandsfläche eher selten sind.

bzw. extremalen Werte aller Raumstellungen werden systematisch in jeder Variation miteinander kombiniert und die Lage sowie die Richtung sämtlicher Schnittlinien in Bezug auf das Tragwerk geprüft. Selbst bei überschaubaren Verhältnissen ergeben sich rasch sehr viele ähnliche Bruchkörperformen: So grenzen in Abbildung 5.3 die zwei sich schneidende Trennflächenscharen bei identischer Schnittlinienrichtung theoretisch vier verschiedene keilförmige Kontaktflächen ab, die sich einzig in den Halbräumen pro Trennflächenschar unterscheiden.

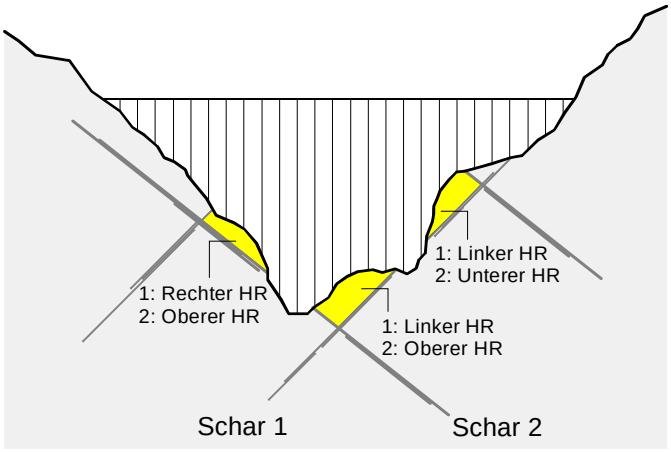


Abb. 5.3 Zwei Trennflächenscharen 1/2 grenzen je nach Lage, Kombination und Raumstellung mehrere Felskörper mit keilförmigen Kontaktflächen bei gleicher Schnittlinienrichtung ab. Die Unterschiede im Bezug auf die Form ergeben sich v.a. aus den angesetzten Halbräumen (HR).

Das wirksamste Mittel, um die räumliche Beziehung von verschiedenen Scharen untereinander sowie diejenige zum Tragwerk zu erkennen, ist zweifellos die graphische Darstellung im Raum [5.16]. Eine neue, besonders anschauliche Darstellungsart verwendet dafür die *Einheitskugel*. Sie repräsentiert den Felsuntergrund, ihre netzförmige Oberfläche steht für die Felsoberfläche (Abb. 5.4). Drei Achsen stellen die Himmelsrichtungen und die Höhe ü.M. dar. Eine zusätzliche, frei wählbare Achse – beispielsweise die Kronenachse einer Staumauer – erlaubt eine einfache Orientierung im Raum. Die Form der *Kontaktfläche* ergibt sich durch die Verschneidung von je einer Trennfläche pro Schar samt Festlegung des Halbraums. Der zu einer Schar gehörige Teil der Kontaktfläche wird jeweils mit einer eigenen Farbe ausgewiesen. Schnittlinien zwischen den Trennflächen sowie Ausbisslinien sind anhand ihres Verlaufs (Strecken resp. Kreisbogen) klar unterscheidbar. Der herausgeschnittene Kugelsektor vertritt den *potentiellen Bruchkörper* (Abb. 5.5). Auf diese Weise kann man beliebige Bruchkörperformen in einer systematischen Weise ordnen, beurteilen und ausscheiden. Anhand eines visuellen Vergleichs mit der Realität lassen sich kritische Felsbereiche frühzeitig identifizieren, stabile aus der Untersuchung eliminieren. Beobachtungen an aufgeschlossenen Kontaktflächen oder effektiven Bruchkörpern liefern zudem wertvolle Hinweise, um die Vorstellungen zu überprüfen.

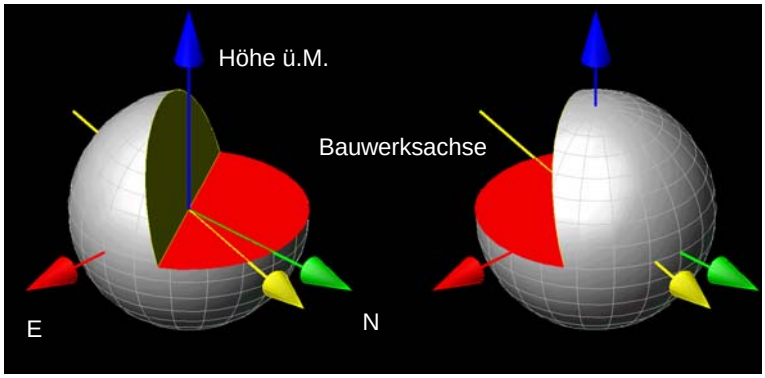
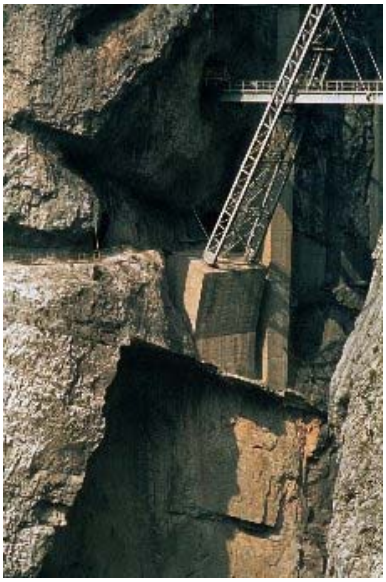


Abb. 5.4 Einheitskugel mit Himmelsrichtungen und Höhe ü.M. sowie der Bauwerksachse. Die Kugeln stellen den Felsuntergrund nach Herausschneiden keilförmiger Bruchkörper mit gleicher Schnittlinie dar. Sie unterscheiden sich nur in der Wahl der Halbräume.

5.1.2 Einflussfaktoren

Je nach Sperrstelle und Sperrenkörper ist die Form des Bruchkörpers eine andere. Wir wollen deshalb kurz auf den Einfluss der *Mauer- und Geländeform* sowie der *Gesteins- und Trennflächenart* eingehen. Da den Eigenschaften des *Flächengefüges* eine viel grössere Bedeutung zukommt als jenen des Korngefüges, konzentrieren wir uns auf erstere.



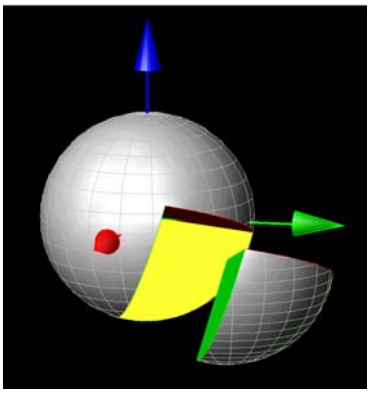


Abb. 5.5 Kontaktfläche eines Bruchkörpers in der Realität und in der Einheitskugel (Bild IGT).

Mauerform

Eine besondere Rolle kommt dem Verlauf der *Kronenachse* bzw. der Form der *Gründungsfläche* zu. Nahe dem seeseitigen Mauerfuss kann z.B. ein steil einfallender Teil der Kontaktfläche tangential zur Kronenachse streichen (Abb. 5.6), während ein zweiter flach gegen die Luftseite hin ansteigt [5.17]. Auch eine Kombination dieses steilen Teils mit einer flach verlaufenden, ungefähr senkrecht zur Kronenachse liegenden Schnittlinie kommt vor. Die Krümmung der Kronenachse beeinflusst dabei die Variationsbreite der zulässigen Schnittlinienrichtung. Untersuchungen an ebenen Schnitten senkrecht zur Kronenachse genügen deshalb nur in Ausnahmefällen – sie müssen durch räumliche Betrachtungen ersetzt werden.

Bei *Gewichtsmauern* stehen insbesondere die Schnittlinien in Richtung der Blockfugen im Zentrum der Betrachtungen. Bei *Pfeilermauern* darf die Bruchkörperform (Abb. 5.6) wegen der schmaleren Aufstandsfläche schlanker, die Variation der Schnittlinienrichtung stärker sein. Bei *Bogenmauern* sind die Einschränkungen hinsichtlich der Form am geringsten.

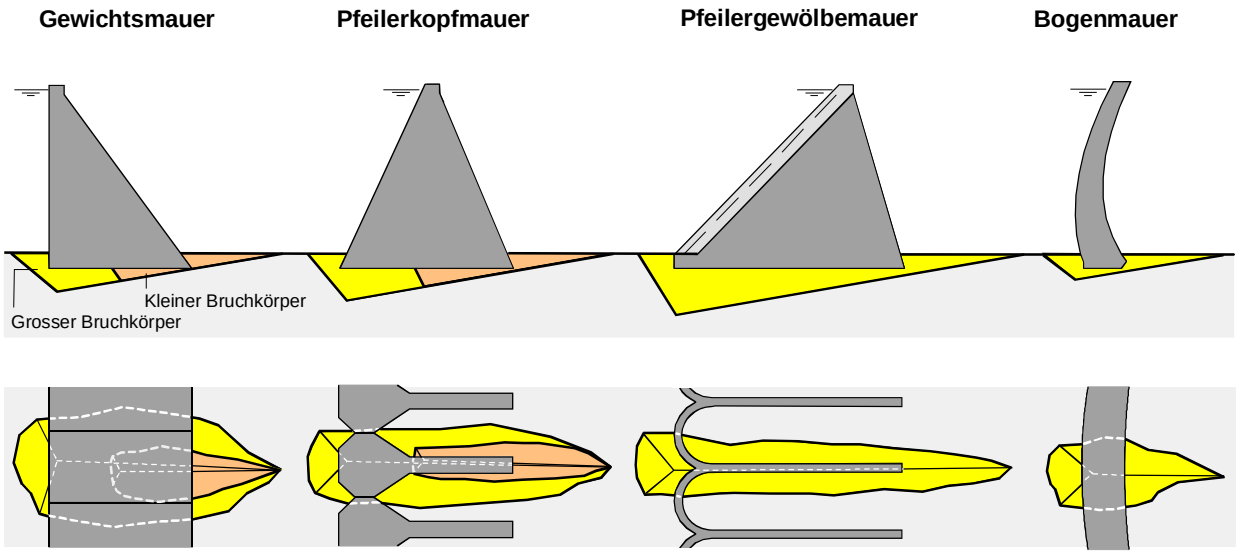


Abb. 5.6 Beispiele für den Einfluss der Gründungsfläche auf die Bruchkörperform (Grundriss, Querschnitt).

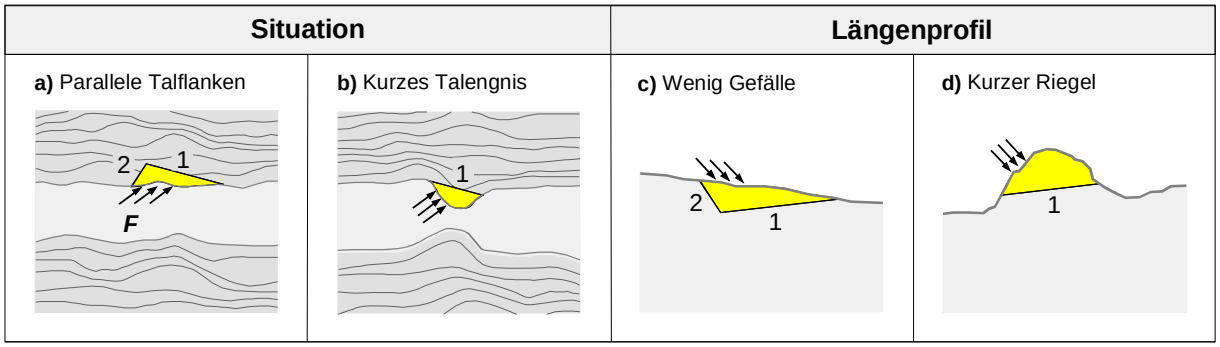


Abb. 5.7 Beispiele für den Einfluss der Geländeform auf die Bruchkörperform: Je konvexer die Kurvatur des Reliefs, desto weniger Trennflächenscharen sind zur Abgrenzung des Felskörpers erforderlich. Die Pfeile stehen für die Fundamentlasten ***F***; weitere Einwirkungen fehlen.

Geländeform

Das Relief an der Sperrstelle bestimmt massgebend die Form der Kontaktfläche: Je konvexer die *Kurvatur* der Geländeoberfläche ist (Abb. 3.4), desto weniger Trennflächen sind für die Ausbildung eines potentiellen Bruchkörpers erforderlich [5.16]. So zeigt beispielsweise die Kombination von Abbildung 5.7 b mit d), dass bei einer lokal doppelt konvexen Profil- und Plankurvatur bereits eine einzige Trennfläche zur Abgrenzung eines Bruchkörpers genügt. Bei einer gestreckten Plan- oder Profilkurvatur (Abb. 5.7 a bzw. b) entsteht erst durch Verschneidung von mindestens zwei nichtparallelen Trennflächenscharen ein Bruchkörper. Selbst im ungünstigsten Fall einer doppelt konkaven Pofil- und Plankurvatur genügen drei nichtparallele Trennflächen, um einen Bruchkörper abzugrenzen [5.18]. Durch Erosion, Rutschungen oder künstliche Eingriffe sind jederzeit Änderungen der Geländeform möglich.

Gesteinsart

In einer *homogenen* Felsmatrix kann die Textur den Verlauf einer Kontaktfläche vorgeben. Aus diesem Grund ist besonders auf geschichtete und geschieferte Gesteine zu achten (anisotropes Festigkeitsverhalten). Bei einem *heterogenen* Aufbau sollte zusätzlich die Anzahl, Lage und Ausbildung von Zonen mit stark abweichenden Eigenschaften beurteilt werden. Abbildung 5.8 zeigt Beispiele von Bruchkörpern, deren Abgrenzung nicht sofort ersichtlich ist: Beim einen handelt es sich um eine Abfolge von wenig und stark verformbaren Gesteinen (Bereiche A, C und B). Beim andern geht es um eine oberflächennahe Zone aus verwittertem und daher nachgiebigem Material. Im Fall von Abbildung 5.8 a würde ein potentieller Bruchkörper, bestehend aus den Bereichen A bis C, gegen das Postulat des Starrkörpers verstossen. Die vertikale Abgrenzung ist deshalb in der Kontaktfläche zwischen A und B anzusetzen. Weder B noch C – man könnte sie auch als Teilkörper betrachten – werden in Rechnung gestellt [5.6]. Im Fall von Abbildung 5.8 b verläuft die

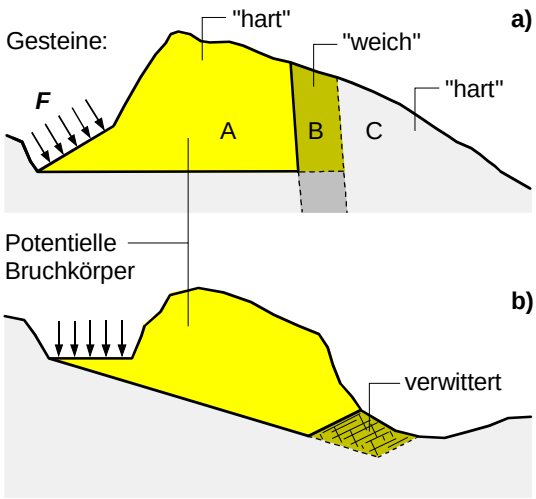


Abb. 5.8 Beispiele für den Einfluss der Gesteinsart auf die Bruchkörperform [5.6] (Pfeile = Fundamentlasten ***F***).

Schnittlinie einer keilförmigen Kontaktfläche knapp unterhalb der Felsoberfläche. Ein Bruchkörper bildet sich hier nur dann aus, wenn die nachgiebige Zone inexistent ist (sonst stösst die Schnittlinie nicht ins Freie). Beide Beispiele setzen voraus, dass der Widerstand der Zonen B und C resp. des verwitterten Bereichs im Vergleich zu den angreifenden Kräften vernachlässigbar ist. Die gleichen Überlegungen lassen sich sinngemäss auch auf Situationen mit Lockergesteinspaketen übertragen.

Trennflächenart

Der überwiegende Teil einer Kontaktfläche fällt mit *potentiellen* und *effektiven Trennflächen* zusammen, die lokal den Zusammenhalt im Felsuntergrund schwächen oder aufheben. Bei der Abgrenzung potentieller Bruchkörper gilt es, folgende Eigenheiten zu bedenken:

- *Störungen:* Die im Vergleich zu den Abmessungen des Sperrenkörpers oft grosse Erstreckung ist derart bedeutsam, dass ihr Vorkommen geklärt sein muss. Trotz geringer Häufigkeit erfordern *Störungsflächen* und *-zonen* eine gesonderte Behandlung, wobei ihr Einfluss stark von der Lage und Raumstellung abhängt [5.19]. *Scherflächen* und *-zonen* sind schwierig zu entdecken, obschon ihr Auftreten häufiger ist* [5.20].
- *Klüfte:* Nicht allen Klüften der Tabellen 3.6 und 3.7 kommt die gleiche Bedeutung zu. *Aufmerksamkeit* verdienen dominante Scharen sowie Exemplare mit grosser Erstreckung, verwitterten Oberflächen oder weicher Füllung [5.19]. Bei den Klüften des Primärgefüges stehen eher der Schalenriss, die Kontraktions-, Schicht- und Schieferungskluft, bei jenen des Sekundärgefüges die Störungs-, Tal- und Verwitterungskluft im Zentrum des Interesses.
- *Magmatische Gesteine:* Die Erfahrung lehrt, dass Schichtfugen, Decken und dünne Zwischenschichten den Verlauf der Kontaktfläche prägen†.

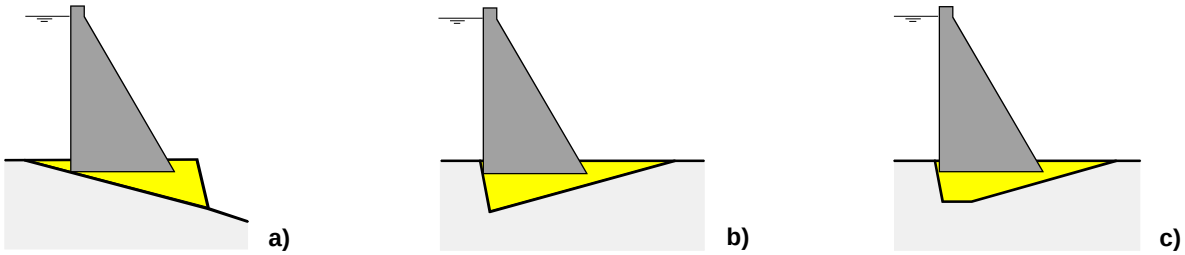
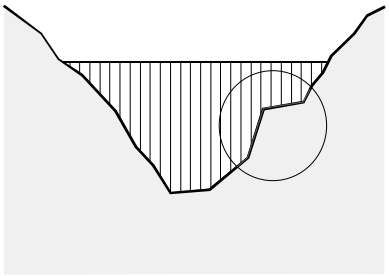


Abb. 5.9 Beispiele für den Einfluss der Anzahl Scharen auf die Bruchkörperform unter Einbezug von nur einer Trennfläche pro Schar: a) 1 Schar, b) 2 Scharen, c) 3 Scharen [5.11].

---

* *„It is likely that more dam sites have been adversely affected by the presence of shear zones than by any other geologic feature. The zones are particularly prevalent in metamorphic rocks (foliation shear zones) and in sedimentary rocks (bedding plane shear zones, usually as shfale mylonite). The zones are often thin, from 20 mm to 100 mm commonly, but they may extend hundreds of meters. They are filled with ground-up, fine-grained rock fragments (gouge) which is usually micaceous in the metamorphic rocks and clayey in the sedimentary rocks. ... The movement and shearing are concentrated in weak beds occurring stronger beds. In metamorphic rocks ..., the shearing typically takes place in thin interbeds of mica or chlorite schist. In sedimentary beds the shearing is always associated with shaley layers which are interbedded with harder limestone or sandstone beds. The orientation of the thin shear zones is parallel to the foliation or bedding. ... they may also occur to some extent in igneous rocks, particularly in layered volcanics"* [5.19].

† Beachte: *„Tuff and conglomerate and shale were noted to have softened when wet"* [5.21].



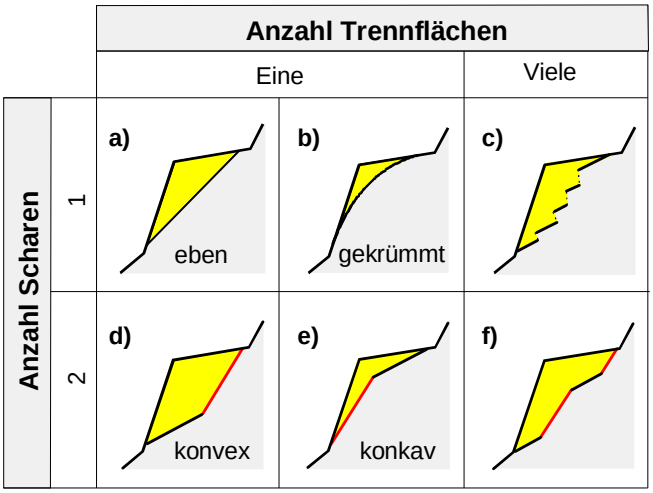


Abb. 5.10 Weitere Beispiele zum Einfluss der Anzahl Scharen auf die Bruchkörperform. Je nach Form der Schar (a, b), Kombination der einzelnen Trennflächen (d, e) und Anzahl Trennflächen pro Schar (c, f) sieht man sich unversehens mit einer unübersichtlichen Vielfalt von Bruchkörperformen konfrontiert. Die Kontaktfläche kann sein: a) Eben, b) Gekrümmt, c) Abgetreppt („Bruchstaffel"), d) Konvex, e) Konkav, f) Abgetreppt („Kluftstaffel") [5.22].

- *Sedimentgesteine:* Materialbrücken reissen bevorzugt in Richtung der grösseren Spaltbarkeit auf – konkret entlang von Schichtfugen und senkrecht dazu (oftmals stufenförmig).
- *Metamorphe Gesteine:* Hier ist auf Schieferungsfugen zu achten.

Flächengefüge

Mit zunehmender *Anzahl Scharen* und *Einzelflächen* erhöht sich die Vielfalt und Komplexität der Bruchkörperformen. Dies belegen die Abbildungen 5.9 und 5.10 an ebenen Schnitten. Ausserdem ergeben die jeweilige Form und Kombination der Einzelflächen verschiedenartige Kontaktflächen. Speziell unübersichtlich wird die Annahme einer bestimmten Form, wenn pro Schar mehrere Trennflächen Verwendung finden, d.h. Stufen vorkommen (Abb. 5.10 c, f, 5.11).

Abb. 5.11 Kontaktfläche mit ebenem (rechts) und abgestuftem Bereich (links) im Steinbruch Fallenbach (Bild IGT).

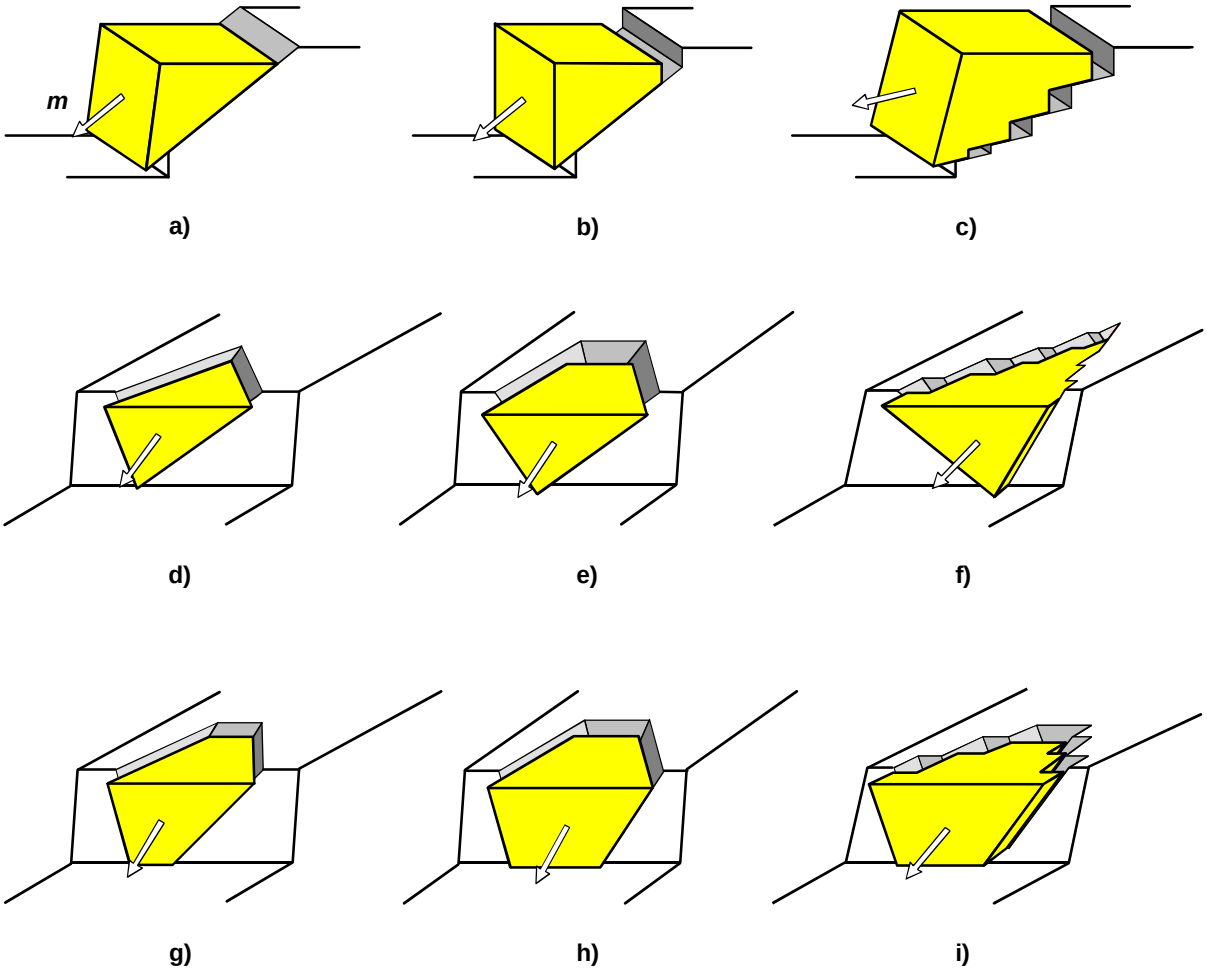


Abb. 5.12 Zusammenstellung von zunehmend komplexeren Bruchkörperformen: In der linken und mittleren Kolonne werden die Bruchkörper durch je *eine* Trennfläche, in der rechten Kolonne durch *viele* Trennflächen pro Schar abgegrenzt; Anzahl Scharen: 1: a), 2: b) – d), 3: e) – g), 4: h), i). Die Kombinationen in den Kolonnen weisen alle mindestens an einer Stelle den gleichen Vertikalschnitt wie die oberste auf. Die oberen Zeilen stellen einen Sonderfall der untersten dar [5.23].

Abbildung 5.12 stellt Bruchkörper in einer räumlichen Darstellung zusammen, die bestimmten Gesetzmässigkeiten gehorchen. So lassen sich beispielsweise die abgestuften Formen der rechten Kolonne auf einfachere weiter links zurückführen – ein Vorgehen, welches angesichts der Formenvielfalt in der Realität hilfreich ist. Die mittlere Kolonne weist die Besonderheit auf, dass sich die Felskörper trotz Einführen einer weiteren Trennfläche nur unwesentlich von jenen in der linken Kolonne unterscheiden. Die komplexe Bruchkörperform von Abbildung 5.12 i legt nahe, auf einen *Entwurf von Kontaktflächen aus mehr als vier Scharen zu verzichten*: Eine weitere Verfeinerung lässt keinen massgebenden Erkenntnisgewinn erwarten.

Eine *abgestufte Kontaktfläche* wie in Abbildung 5.11 setzt sich aus bereits vorhandenen Fehlstellen und neu gebrochenen Materialbrücken zusammen* [5.24]. Kann man die Abstufung

* *„This mode of failure may tend to occur when the set involved in shear has less than 100 % persistence. Downstepping will tend to develop such that only a minimum percentage of the resulting shear surface passes through intact rock. The persistence of a potential failure surface will normally be higher than that along planes or bands parallel to a single set unless the latter have 100 % persistence“* [5.13].

auf *eine* Schar zurückführen (Abb. 5.10), so spricht man von einer „Bruchstaffel“, bei *zwei* Scharen von einer „Kluftstaffel“ [5.21]. Die lokalen Eigenschaften des Flächengefüges – erwähnt seien Raumstellung, Erstreckung, Abstand, Überlappung und Materialbrückenlänge – legen die Geometrie der Abstufung fest. So kommt es zu den vielfältigsten Formen einer gestuften Kontaktfläche, deren Verlauf nur schwer prognostizierbar ist (Abb. 5.13). In der Praxis ersetzt man deshalb die Abstufung durch eine *mittlere Kontaktfläche* (Abb. 5.14) [5.25]. Ihr Fallwinkel β' entspricht zwar bei niedrigen Stufen ungefähr derjenigen einer Schar ($\beta' \approx \beta_1$), weicht aber bei höheren Stufen massgeblich davon ab* ($\beta' > \beta_1$). Der Fehler lässt sich durch Einführen einer *projizierte Kontaktfläche* vermeiden [5.23]: In Abbildung 5.14 werden alle Teilflächen der Schar 1 in Richtung von Schar 2 (A_1), alle Teilflächen der Schar 2 in Richtung von Schar 1 (A_2) projiziert. Der projizierte Bruchkörper mit der Kontaktfläche $A_1 + A_2$ unterscheidet sich vom ursprünglichen wie folgt: Seine Kontaktfläche ist kinematisch korrekt angesetzt, das Volumen aber um V_Δ grösser†. Mit anderen Worten: *Jeder potentielle Bruchkörper mit abgestufter Kontaktfläche ($V_{abgest.}$) kann durch einen projizierten Bruchkörper ($V_{proj.}$) ersetzt werden, dessen Volumen um V_Δ reduziert wird*. Dies erlaubt die Untersuchung kompliziertester Abstufungen auf einfache Weise.

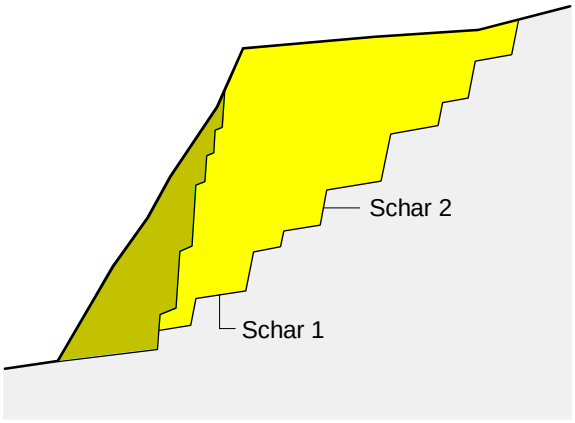


Abb. 5.13 Einfluss der Abstufung auf die Bruchkörperform: Das Flächengefüge legt die Geometrie der Abstufung fest [5.22].

In Kapitel 3.1.3 wurden Aspekte für eine umfassende Beschreibung von Trennflächen aufgezählt. Sie alle prägen mehr oder minder die Form eines Bruchkörpers, weshalb ihre jeweilige Wirkung genauer analysiert werden muss. Folgende Hinweise mögen daher genügen:

- *Lage:* Die Position der zu berücksichtigenden Trennfläche ist stark mit der Geländeform verknüpft. So sind je nach Ort mehr Trennflächen zur Ausbildung eines Bruchkörpers erforderlich (Abb. 5.7).
- *Form:* In der Regel reicht es aus, von ebenen Trennflächen auszugehen, da in

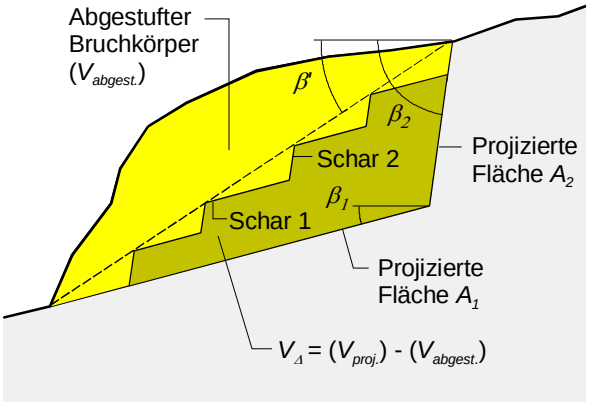


Abb. 5.14 Vereinfachung einer abgestuften Kontaktfläche durch eine projizierte (Details siehe Text) [5.23].

* Die Abweichung der mittleren Kontaktfläche von der wirklichen hat bei der kinetischen Untersuchung auch andere Bewegungsrichtungen und Reaktionen zur Folge. Von ihrer Anwendung ist deshalb abzusehen.

† V_Δ steigt an mit zunehmender Feinheit der Abstufung (sofern Kontaktfläche konvex; vgl. Abb. 5.10 d)): Viele schmale und niedrige Stufen bedingen ein grosses V_Δ, wenige breite und hohe Stufen ein kleines V_Δ. Mit unterschiedlichen V_Δ lässt sich jede Variation der Kontaktfläche zwischen voll abgestuft und keine einzige Stufe untersuchen. Selbst konkave Fälle wie in Abbildung 5.10 e) sind untersuchbar.

der Natur gekrümmte Formen selten sind (Beispiele: Schalenrisse, Schichtfugen in gefalteten Sedimentpaketen).

- *Raumstellung:* Die Bruchkörperform ergibt sich aus der Raumstellung der Einzelflächen zueinander sowie den jeweiligen Halbräumen*. Kritisch sind vor allem Trennflächen, die unterhalb der Aufstandsfläche horizontal oder flach einfallen. Die Wahl der Halbräume erfordert ein systematisches Vorgehen: Zuerst fixiert man sich gedanklich auf die Sperrstelle und sucht all jene potentiellen Bruchkörperformen, deren vertikal projizierte Kontaktfläche die Gründungsfläche zumindest teilweise einschliesst. In der Folge prüft man den Einfluss der näheren und weiteren Umgebung auf das Tragwerk. Hierbei kommen nur Halbräume zum Zuge, die Bruchkörperformen auf der Luft- und Seeseite sowohl im Talgrund als auch an den Talflanken definieren.

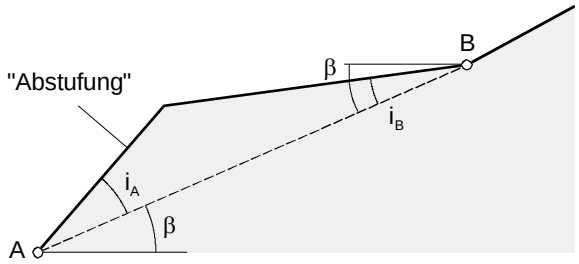


Abb. 5.15 Der Winkel *i* als richtungsabhängiges Mass für die Unebenheit einer Kontaktfläche.

- *Erstreckung:* Trennflächen mit geringer Erstreckung sind von untergeordneter Bedeutung, ausser sie treten regelmässig und in ungünstigen Kombinationen mit eng liegenden Trennflächen einer zweiten Schar auf, so dass Abstufungen möglich sind.
- *Ebenheit:* Der mittlere Winkel *i* für die Unebenheit lässt sich bestimmen, sofern die geometrische Abweichung einer Trennfläche von der Ebene über eine Bezugsstrecke eingemessen wurde†. Dieser Wert ist ein richtungsbezogenes Mass für die „Abstufung" einer gewellten Kontaktfläche (Abb. 5.15).
- *Versatz, Öffnungsweite, Füllung, Rauhigkeit, Verwitterung:* Alle fünf haben keinen direkten Einfluss auf die Abgrenzung einer Bruchkörperform.
- *Matrixwechsel:* Der Verlauf einer Kontaktfläche kann hier abrupt wechseln.
- *Verteilung:* Sie spielt insofern eine Rolle, als zonar vorkommende Trennflächen nur lokal den Verlauf der Kontaktfläche bestimmen.
- *Abstand:* Er hat nur bei Annahme einer abgestuften Kontaktfläche einen Einfluss, indem die Geometrie der Stufen ändert.
- *Überlappung:* Sie kann sich auf die Form einer allfälligen Abstufung auswirken. Ist die Überlappung sehr gross, so stellt sich die Frage, ob man sie bei der Abgrenzung der Bruchkörperform überhaupt noch in die Überlegungen miteinbeziehen will.
- *Materialbrückenlänge:* Der relevante Mechanismus zeichnet sich dadurch aus, dass die Materialbrücken in Richtung der am Bruchkörper angreifenden Resultierenden ***R*** möglichst kurz sein sollten (gilt vor allem bei Abstufungen).

---

* Bei der Verschneidung ist darauf zu achten, dass keine Kontaktfläche mit parallelen Teilflächen ausgeschieden wird (z.B. kein Quader). Die Begründung liegt in der Dilatanz, mit der jede Translation einhergeht (vgl. Kapitel 5.3 und 7).

† Die Unregelmässigkeiten einer potentiellen Gleitfläche können entweder abgeschert oder bestehen bleiben. Im ersten Fall erfolgt die Translation parallel zur Gleitfläche, im zweiten Fall in einer um den Winkel *i* anderen Richtung.

- *Variation:* Sie äussert sich in einer Variation der Bruchkörperform. So hat z.B. die Verschneidung von zwei Scharen mit variierenden Raumstellungen unterschiedliche Schnittlinien zur Folge, so dass einige ins Freie stossen, andere nicht. Inwieweit im konkreten Fall Mittel- oder Extremwerte zur Anwendung kommen sollen, ist separat zu prüfen.

5.2 Bruchkörpergrösse

5.2.1 Abgrenzung

In der *Bodenmechanik* wird nach der Form die Grösse eines Bruchkörpers festgelegt. Dies geschieht durch ein systematisches Verschieben oder Rotieren der Bruchfläche. Abbildung 5.16 a illustriert das Vorgehen an einem ebenen Beispiel: Die Bruchfläche hat die Form eines *Kreisbogens mit Radius R*. Die Grösse des Bruchkörpers resultiert aus der *variablen Lage des Kreismittelpunktes M_i bei konstantem Radius R*. Bei M_3 ergibt sich der grösste, aber unproblematische, bei M_2 der massgebende „globale“ und bei M_1 der kleinste „lokale“ Bruchkörper.

In der *Felsmechanik* ist die Vorgehensweise ähnlich. In Abbildung 5.16 b hat die Kontaktfläche die Form einer *Strecke.* Die Grösse des Bruchkörpers geht aus der *variablen Lage des Bezugspunktes L_i bei konstantem Abstand D* hervor. Bei L_3 findet sich demnach der „lokale“, bei L_2 der „globale“ und bei L_1 der massgebende Bruchkörper. Das Ergebnis ist identisch, wenn man mit einer *konstanten Lage des Bezugspunktes L bei variablem Abstand D_i* arbeitet. Die Systematik entspricht Beobachtungen an progressiven Verbrüchen bei Felsböschungen in englischen Kohlebergwerken [5.6]. Dort stellte man fest, dass eine bestimmte Form trotz fortschreitender Bruchkörperbildung (Abb. 5.17) beibehalten oder höchstens vereinfacht wurde*.

Die *Grösse des Bruchkörpers* wird zum einen von der Geometrie der Felsoberfläche, zum andern vom Flächengefüge bestimmt. Eine zentrale Rolle kommt der Annahme bezüglich der Lage der Trennflächen zu, die bei der Analyse *fix* (z.B. für eine ganz bestimmte Trennfläche) oder *variabel* (z.B. bei engständigem Abstand) gewählt werden kann. Dabei hat sich bewährt, die Verschiebungsbeträge nach dem *Abstand* der Trennflächen zu wählen. Das methodische Suchen nach Bruchkörpern mit gleicher Form erfolgt auf vielfältige Weise: So kann man z.B. bei einer zweiteiligen Kontaktfläche die eine Trennfläche fixieren und die andere bereichsweise variieren. Auch die gemeinsame Schnittlinie darf im Raum verschoben

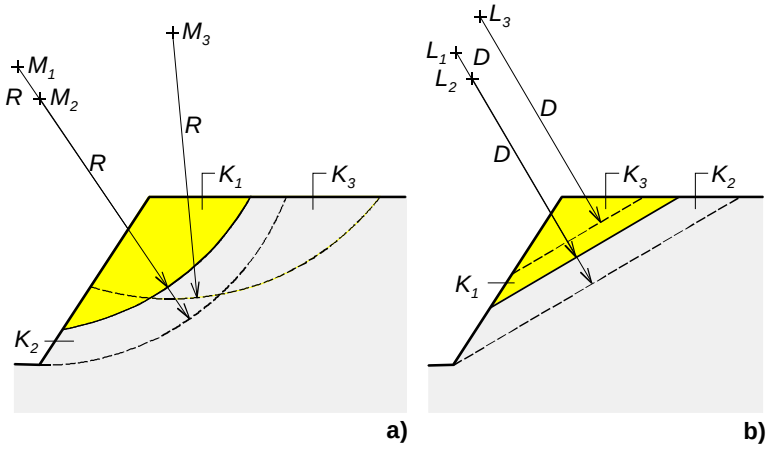


Abb. 5.16 a) Bodenmechanik: Variation der Bruchfläche mit R = konstant, M_i = variabel; b) Felsmechanik: Variation der Kontaktfläche mit D = konstant, L_i = variabel.

* Die Bruchkörperbildung erfolgte schrittweise, d.h. zuerst Bruchkörper 1, dann 2 resp. 3. Hinweise auf den theoretisch möglichen Fall einer zeitgleichen Bildung von parallelen Bruchflächen sind nicht auffindbar. Solche wären im Rahmen dieser Arbeit auch nicht zulässig, da es sich faktisch um „innere Bruchflächen“ des dritten Bruchkörpers handeln würde.

werden, sei dies nun inkrementell entlang vorgegebener Linien oder anhand räumlich angeordneter Gitterpunkte. Beliebige Kombinationen sind zulässig, solange die Form konstant bleibt*.

Bei einem solchen Vorgehen gilt stillschweigend die Annahme, dass potentielle Bruchkörper in jeder Grösse – d.h. von unendlich gross bis unendlich klein – auftreten könnten [5.9]. Die Festlegung von Grenzwerten bzw. das Urteil, ob die Stabilitätsuntersuchung an einem bestimmten Bruchkörpervolumen noch zweckdienlich sei, stützt sich auf unsichere Annahmen. Dies muss in nachfolgenden Sicherheitsüberlegungen berücksichtigt werden.

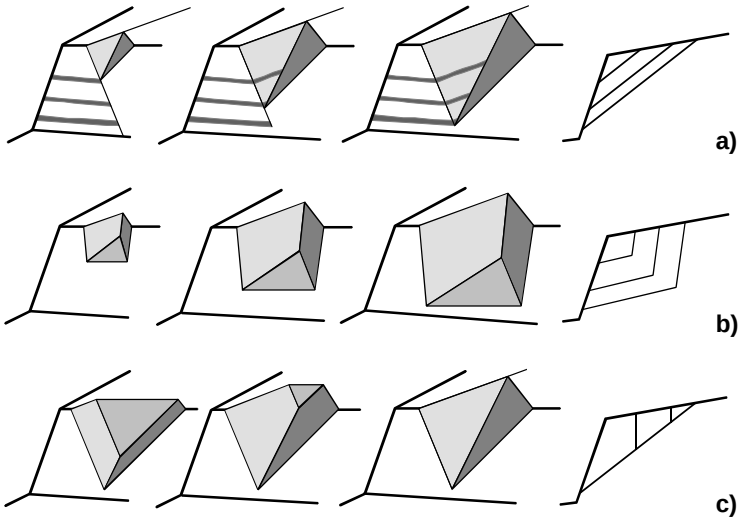


Abb. 5.17 Dokumentierte progressive Bruchkörperbildung, die jeweils an einer Stelle ihren Anfang nahm [5.6]. Im Fall c) wandelte sich die drei- in eine zweiteilige Kontaktfläche (vgl. Abb. 5.12).

5.2.2 Einflussfaktoren

Mauerform

Jede Mauerart weist eine typische *Gründungsfläche* auf. Sie gibt unter Einbezug von Lage, Verteilung und Beschaffenheit der Blockfugen Hinweise auf die zulässigen oberen und unteren Volumina der potentiellen Bruchkörper. Zwei Fälle sind zu unterscheiden: Im Falle eines *globalen* Versagens umfasst der Bruchkörper die gesamte Aufstandsfläche oder einen Grossteil davon (z.B. Versagen eines Widerlagers wie bei Malpasset). Im Falle eines *lokalen* Versagens beschränkt er sich auf die Gründungsfläche eines Mauerblocks oder eines Teils davon (Abb. 5.18). Ein potentieller Bruchkörper darf indes nicht beliebig klein sein: Seine Instabilität muss noch eine kritische Situation für das Tragwerk darstellen (keine Körper von wenigen Kubikmetern Grösse!). Er darf überdies nicht vollständig unter der Gründungsfläche verschwinden: Ein Abschnitt seiner Ausbisslinie muss stets auf der Luftseite sichtbar sein.

Bei *Gewichtsmauern* umfassen grössere Bruchkörper zumindest einen Mauerblock (Abb. 5.6), während kleinere vielleicht einen Drittel davon beanspruchen. Dies gilt auch für *Pfeilermauern*, doch legen die zum Teil sehr schlanken Pfeiler eine Untersuchung von noch geringeren Volumina nahe. Bei *Bogenmauern* dürfte die untere Grenze für Bruchkörper über jener der dünnen Pfeilerplatten- oder Pfeilergewölbemauern liegen.

---

* Dies wiederspiegelt auch folgende Aussage von GOODMAN (2004): *„… the sliding surfaces that menace any block usually also occur elsewhere in the vicinity so that blocks similar to the problem under investigation may in fact exist in many different parts of the rock slope, and in various sizes from very small to huge“* [5.26].

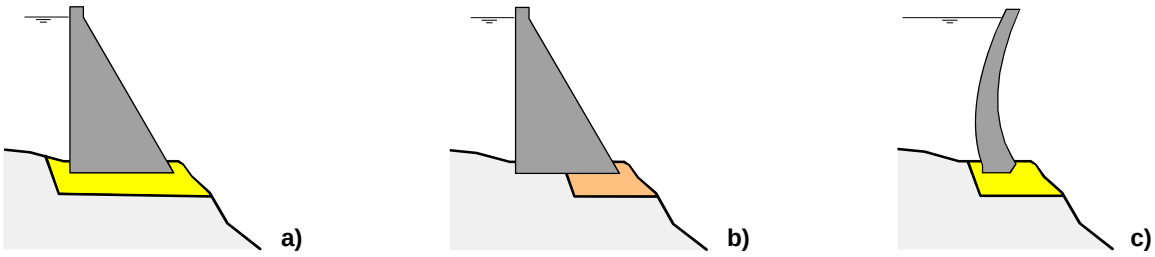


Abb. 5.18 Bruchkörpergrösse bei einer Gewichtsmauer bei a) globalem Versagen (Bruch eines Mauerblocks), b) lokalem Versagen (nur Mauerblockteil) im Vergleich zu einer Bogenmauer c).

Geländeform

Der *Detaillierungsgrad* einer Aufnahme der Gelände- resp. Felsoberfläche hängt von der *minimalen Grösse* potentieller Bruchkörper ab. Es ist naheliegend, dass bei konvexen Profil- und Plankurvaturen voluminösere Felskörper zu erwarten sind als bei konkaven Kurvaturen.

Gesteinsart

Im *homogenen* Fels bestimmt nur das Flächengefüge die Lage der Kontaktfläche. Bei einem *heterogenen* Aufbau sind auch die unterschiedlichen Zonen in Rechnung zu stellen.

Trennflächenart

Die *potentiellen* und *effektiven Trennflächen* beeinflussen die Bruchkörpergrösse wie folgt:

- *Störungen:* Besonders voluminöse Körper kommen bei einer Verschneidung von Störungen bzw. von Störungen mit Schieferungs- oder Schichtfugen, Decken oder Zwischenschichten zustande. Bei Scherflächen und -zonen sollte man die Lage ausgiebig variieren[*].
- *Klüfte:* Kluftscharen können meist nur in Kombination grössere Bruchkörper abgrenzen. Neben Schalenriss, Kontraktions-, Schicht- und Schieferungskluft (Primärgefüge) sind auch die Tal- und Verwitterungskluft (Sekundärgefüge) im Auge zu behalten.
- *Magmatische Gesteine:* Schichtfugen, Decken und Zwischenschichten können sich über weite Distanzen erstrecken. Da vor allem die Lage von dünnen Zwischenschichten kaum bekannt ist, sollten diesbezüglich unterschiedliche Annahmen getroffen werden.
- *Sedimentgesteine:* Schichtfugen weisen eine erhebliche Ausdehnung auf. In der Regel bleibt aber ihre exakte Lage ungewiss.
- *Metamorphe Gesteine:* Schieferungsfugen können sich über grössere Flächen erstrecken. Ihre Lage ist jedoch kaum vorhersagbar.

Flächengefüge

Mit zunehmender *Anzahl Scharen* und *Einzelflächen* steigt der Zerlegungsgrad, wodurch vermehrt kleinere Bruchkörper auftreten. Dem steht gegenüber, dass sich manchmal erst durch die Verschneidung mehrerer Scharen ein voluminöser Bruchkörper ausbilden kann. Bei einer *abgestuften Kontaktfläche* führt eine unterschiedliche Trennflächenlage zu einer Änderung von V_Δ (Abb. 5.14). Weitere Einflüsse in Bezug zu den Aspekten nach Kapitel 3.1.3 sind:

---

[*] *„It is usually necessary to assume that as they are ubiquitous, a seam could exist at the most critical location in any section of dam under consideration“* [5.27].

- *Lage, Raumstellung:* Die Grösse eines Bruchkörpers resultiert aus der Position und Raumstellung der einzelnen Trennflächen in Abhängigkeit zur Geländeform.
- *Form, Ebenheit, Versatz, Öffnungsweite, Füllung, Rauhigkeit, Verwitterung:* Bei allen Sieben ist kein direkter Einfluss auf die Bruchkörpergrösse bekannt.
- *Erstreckung:* Trennflächen mit grosser räumlicher Ausdehnung bewirken voluminösere Bruchkörper. Nützliche Hinweise auf die Durchtrennung der Kontaktfläche resp. auf die obere Grenze der Bruchkörpergrösse geben die beobachteten Ausbisslinien.
- *Matrixwechsel:* Bei einer Lagevariation sollte man bedenken, dass eine solche Grenze die Lage von Trennflächen beeinflussen kann.
- *Verteilung:* In einer Zone gehäuft vorkommende Trennflächen sind bei der Lagevariation durch entsprechende Wahl der Annahmen zu berücksichtigen. Umgekehrt sind Felsbereiche auszusparen, wo bestimmte Scharen nicht vorkommen.
- *Abstand:* Er legt über den Verschiebungsbetrag bei der Lagevariation die Grösse des potentiellen Bruchkörpers fest. Bei engständigen Scharen lassen sich mehrere Abstände zusammenfassen, um peniblen Untersuchungen vorzubeugen. Bei abgestuften Kontaktflächen ändert sich die Geometrie der Stufen resp. V_{Δ}.
- *Überlappung:* Eine grosse Überlappung entspricht in etwa einer beträchtlichen räumlichen Erstreckung. Eine kleine Überlappung vermindert tendenziell das Bruchkörpervolumen.
- *Materialbrückenlänge:* Lange Materialbrücken bewirken eher kleinere Bruchkörper.
- *Variation:* Sie schlägt sich besonders im angesetzten Verschiebungsbetrag bei der Lagevariation nieder. Die Relevanz von Mittel- oder Extremwerten muss separat geprüft werden.

5.3 Bruchmechanismus

Unter *Bruchmechanismus* versteht man die Art der Lageänderung eines potentiellen Bruchkörpers im Bruchzustand. Ist eine Bewegung rein kinematisch – d.h. ohne Berücksichtigung von Kräften – denkbar, so ist der potentielle Bruchkörper „kinematisch möglich“. Andernfalls bleibt der Felskörper in Ruhe. Die kinematischen Betrachtungen beschränken sich auf *mögliche* Bruchmechanismen, geben also keine Auskunft über einen *spezifischen Bruchmechanismus*. Dennoch bildet die Kenntnis über mögliche Mechanismen bei der kinetischen Analyse eine wichtige Voraussetzung für die Wahl einer geeigneten Untersuchungsmethode.

Zur Lageänderung zählt man die Translation, die Rotation und die Kreiselung. Wir beschränken uns hier auf die *Translation*, d.h eine Bewegung, bei welcher der Verbindungsvektor $\boldsymbol{m}$ (Abb. 5.1) zwischen der End- und Anfangslage eines beliebigen Punktes im Körper betrags- und richtungsmässig konstant bleibt [5.1]. Auf die *Rotation*[*] und die *Kreiselung* wird in Übereinstimmung mit den Erkenntnissen in Kapitel 4.3.2 nicht eingegangen. Bruchmechanismen wie Kippen[†], Absacken[*], Knicken[†], Beulen (Abb. 5.19) oder ein Gleiten entlang kreisförmiger Kontaktflächen[‡] bilden somit nicht Gegenstand der weiteren Ausführungen.

---

[*] Bei der Bewegung bleiben zwei Punkte (Rotation) resp. ein Punkt (Kreiselung) des starren Körpers für alle Zeiten fest.

[†] Die Vorstellung eines kippenden Bruchkörpers scheint gar weit hergeholt [5.28][5.29][5.30][5.31]. So muss nicht nur seine Form sehr speziell sein [5.32][5.33]; es bedarf auch einer fixen Kippachse sowie einer Resultierenden, die ausserhalb der Kontaktfläche angreift [5.17]. Trotzdem ist stets zu prüfen, ob diese Annahme wirklich gerechtfertigt ist [5.34].

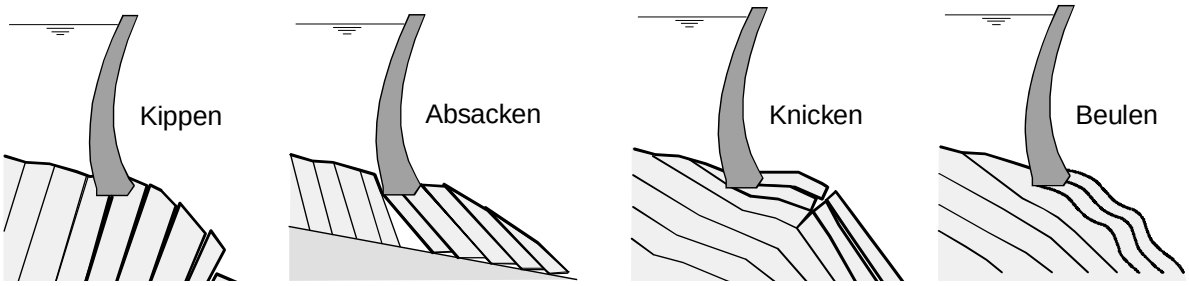


Abb. 5.19 Auf Kippen, Absacken, Knicken und Beulen wird nicht eingegangen, da solche Mechanismen bei Staumauern nur in absoluten Ausnahmefällen denkbar sind.

Anders als im Lockergestein sind der Bewegungsrichtung eines potentiellen Bruchkörpers im Fels Schranken gesetzt. Sie ergeben sich durch den starren Untergrund, dessen Oberfläche gegenüber der Kontaktfläche weder durchdringlich noch verschieblich ist. So sind rein geometrisch nur solche Bewegungen möglich, bei denen der Vektor ***m*** entweder parallel zu einer Teilfläche *k* der Kontaktfläche gerichtet ist oder eine Normalkomponente in Richtung Bruchkörper besitzt [5.38]. Mathematisch lässt sich dies durch $\hat{\boldsymbol{n}}_k \cdot \hat{\boldsymbol{m}} \geq 0$ formulieren mit $\hat{\boldsymbol{n}}_k$ = Normaleneinheitsvektor ***n*** der Teilfläche *k* der Kontaktfläche in Richtung Bruchkörper und $\hat{\boldsymbol{m}}$ = Einheitsvektor ***m*** der Translation. Für $\hat{\boldsymbol{n}}_k \cdot \hat{\boldsymbol{m}} > 0$ bewegt sich der potentielle Bruchkörper von der Teilfläche weg, für $\hat{\boldsymbol{n}}_k \cdot \hat{\boldsymbol{m}} = 0$ parallel dazu. Jede Teilfläche auferlegt somit der Bruchkörperbewegung eine eigene geometrische Bedingung, wobei all diese Auflagen gleichzeitig erfüllt sein müssen[§] [5.38].

Eine Variation der *Bruchkörperform* erhöht die Anzahl möglicher Translationen und erschwert dadurch die Vorhersage eines spezifischen Mechanismus. Demgegenüber hat eine Änderung der *Bruchkörpergrösse* keinen Einfluss auf den Bruchmechanismus. Kinematisch ist eine Translation des Bruchkörpers nur solange möglich, als sich noch eine Richtung ohne Zusammenstoss mit dem umgebenden Fels findet [5.39]. Dieser *kinematische Freiheitsgrad* lässt sich anhand einer Kugel darstellen, welche die Umhüllende aller zulässigen Einheitsvektoren $\hat{\boldsymbol{m}}$ repräsentiert [5.40]. Für den Fall einer zweiteiligen Kontaktfläche sind die möglichen translatorischen Bewegungen beispielhaft in Abbildung 5.20 a festgehalten. Die Bewegung des Felskörpers kann entweder entlang der Trennflächen (Abb. 5.20 b, c) oder parallel zur gemeinsamen Schnittlinie erfolgen (Abb. 5.20 d). Daneben ist auch ein Abheben möglich (Abb. 5.20 e). Die Kontaktfläche des Bruchkörpers besteht in den Abbildungen 5.20 b) und c) aus je einer Ablöse- und einer Gleitfläche, in d) und e) aus zwei Gleit- bzw. aus zwei Ablöseflächen.

---

* Eine solche „Rückwärtsrotation“ eines Felskörpers mit inneren Bruchflächen wäre nur denkbar, wenn die steil einfallenden Gesteinsscheiben in Bezug auf Rotation instabil sind und reines Gleiten nicht möglich ist [5.35].

† *„Rock masses conducive to buckling type failures would contain thin, horizontally bedded rock in which the parent rock is strong and brittle. Although no case histories have been recorded where buckling contributed to or caused failure, the potential for a buckling failure should be addressed where warranted by site conditions“* [5.17]; vgl. auch [5.36][5.37].

‡ V.a. im weichen, tonreichen oder intensiv geklüfteten bzw. stark verwitterten Fels [5.18][5.31].

§ Theoretisch wäre damit auch eine Translation entlang von drei oder mehr Teilflächen denkbar, wenn ihre Schnittlinien exakt parallel verlaufen würden. In der Realität trifft dies nie ein, weil eine solche Konstellation rein geometrisch praktisch ausgeschlossen ist. Zudem würde die Behinderung der Dilatanz mit einer Erhöhung des Scherwiderstands einhergehen.

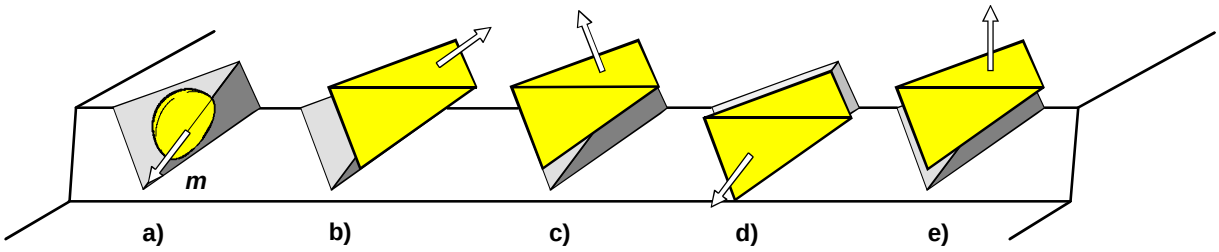


Abb. 5.20 Übersicht aller kinematisch möglichen Translationen für einen Bruchkörper mit zweiteiliger Kontaktfläche: a) Schematisch als Kugelsektor, b) und c) „Gleiten auf einer Ebene“, d) „Gleiten auf zwei Ebenen“ und e) „Abheben“. ***m*** beschreibt jeweils eine zulässige Translation.

Es liegt auf der Hand, dass die Mauerart den Bruchmechanismus bis zu einem gewissen Grad mitbestimmt. So ist z.B. eine Translation parallel zur Kronenachse einer *Gewichtsmauer* kaum, in Richtung der Kronenachse einer *Bogenmauer* nur an deren Enden möglich. Bei einer *Pfeilermauer* hingegen ist dies sehr wohl vorstellbar (Abb. 5.6). Abbildung 5.21 illustriert hierzu einige potentielle Bruchkörper unter der Aufstandsfläche dreier verschiedener Mauern.

Ist eine Translation kinematisch ausgeschlossen, so liegt nicht zwingend ein tragfähiges Felsfundament vor, weil immer noch ein Versagen durch Rotation oder Kreiselung auftreten könnte. Und selbst wenn im konkreten Fall keine Lageänderungen von Felskörper denkbar wären, könnten dennoch im Laufe der Zeit Materialbrücken durchtrennt und dadurch neue Bruchkörper mit anderen kinematischen Freiheitsgraden gebildet werden [5.26]. Dies zwingt den Ingenieur, systematisch alle möglichen Mechanismen zu untersuchen*.

Da die Bewegungen nicht nur von den geometrischen Verhältnissen, sondern auch von den am potentiellen Bruchkörper angreifenden Kräften abhängen, treten nicht alle kinematisch möglichen Bewegungen auch tatsächlich auf. Aus diesem Grunde sollen im nächsten Kapitel die Einwirkungen im Zentrum unserer Ausführungen stehen.

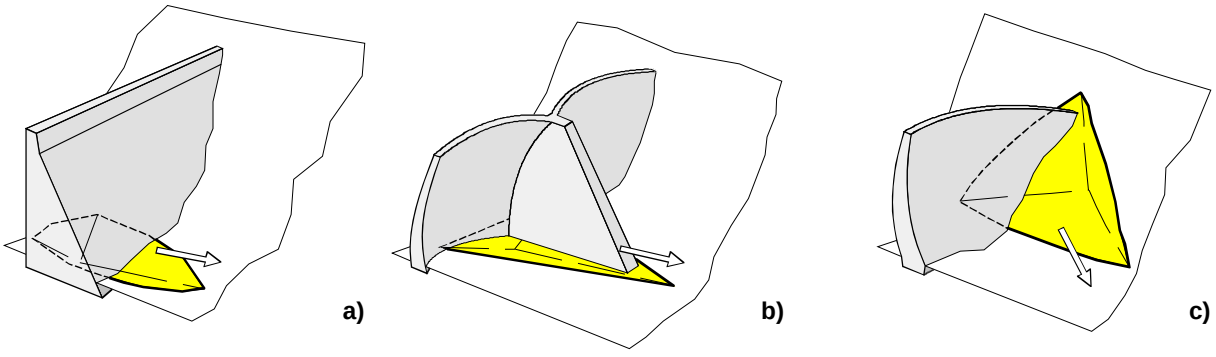


Abb. 5.21 Je ein Beispiel für einen potentiellen Bruchkörper samt Translation ***m*** im Felsuntergrund einer a) Gewichtsmauer, b) Pfeilerkopfmauer und c) Bogenmauer.

* *„One must bear in mind that higher order modes can co-exist with the simpler ones, and a prudent investigation would consider all probable behaviors. However, the simplest mode that is consistent with the geotechnical model of a rock slope is presumed to be the most likely mode and merits first attention“* [5.26].

6 Einwirkungen

Einwirkungen sind am Tragwerk angreifende mechanische, andere physikalische, chemische und biologische Einflüsse (Kap. 4.1), welche auf die Ausführung, die Nutzung oder die Umwelt zurückgehen [6.1]. Wir fokussieren uns hier auf die *mechanischen Einwirkungen*, also *Lasten*, deren idealisierte Wirkung aus dem *Lastmodell* hervorgeht* [6.2].

Die mechanischen Einwirkungen lassen sich nach ihrer *zeitlichen Veränderung* (Tab. 6.1), *örtlichen Verteilung* (ortsfest, frei) und *dynamischen Wirkung* (statisch, dynamisch) unterteilen. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit beschränken wir uns auf Lasten, die das Tragwerk statisch beanspruchen. Dynamische Lasten wie Wellenschlag, Schwingungen bei Überströmung des Sperrenkörpers, Erdbeben etc. werden nur als statische Ersatzkräfte berücksichtigt. Andernfalls müssten weitergehende, den Rahmen der Arbeit sprengende Überlegungen angestellt werden. Eine solche Einschränkung ist insofern gerechtfertigt, als jede Überprüfung der dynamischen Stabilität einen Nachweis für die statische Stabilität voraussetzt.

Eine Prüfung der kinematischen Bedingungen erfordert Annahmen zu den Belastungsgrössen resp. der *Lage, Richtung und des Betrags der angreifenden Kräfte*. Diese resultieren im Wesentlichen aus der Erdbeschleunigung, dem eingestauten Wasser, den klimatischen Bedingungen und aus Erdbeben. Für die Untersuchung der Stabilität ist es naheliegend, nur jene Belastungsgrössen zu vertiefen, welche für die Beurteilung des Tragvermögens von Bedeutung sind. Andere werden nur kurz gestreift.

Tab. 6.1 Einwirkungen, gegliedert nach ihrer zeitlichen Abhängigkeit [6.1][6.3][6.4].

Art	Definition
Ständige Einwirkung:	Während eines Bezugzeitraums annähernd konstante oder monoton sich ändernde und einem Grenzwert zustrebende Einwirkung. Beispiele: - Eigenlast (Sperren-, Bruchkörper etc.) - Auflast (Boden, Sedimente etc.) - Erddruck (Boden, Sedimente, Schüttgut) - Anker, Dübel (zur Stabilisierung des Felsfundaments etc.)
Veränderliche Einwirkung:	Während eines Bezugszeitraums nicht ständig vorhandene, nicht konstante oder nicht monoton sich ändernde Einwirkung. Beispiele: - Auflast (Wasser, Schnee, Eis, Verkehrslasten etc.) - Strömungskraft (vom Ober- und Unterwasser) - Auftrieb - Eisdruck
Ausserordentliche Einwirkung:	Einwirkung mit geringer Eintretenswahrscheinlichkeit, in der Regel von kurzer Dauer und beträchtlicher Wirkung (meist Naturgefahren). Beispiele: - Erdbeben - Hochwasser (Überstau, Überströmen der Krone) - Anprall (Projektil, Flugzeug, Wellenschlag, Lawine etc.) - Explosion (Sabotage, Krieg etc.)

* Der Begriff Last benennt hier ganz allgemein eine Kraft (nicht nur eine durch die Erdbeschleunigung verursachte).

6.1 Lasten

Die gravitationsbedingte Kraft wird bei der Grenzgleichgewichtsmethode als Einzel-, Linien- oder Flächenkraft angesetzt. Ihre Resultierende berechnet sich zu $\boldsymbol{L} = m \cdot \boldsymbol{g} = V \cdot \gamma$ (m: Masse, $\boldsymbol{g}$: Erdbeschleunigung, V: Volumen, γ: Raumgewicht*).

Eigenlast

Die Eigenlast bzw. das Eigengewicht ist ausschliesslich durch die Masse des Tragwerks bedingt [6.2]. Sie ergibt sich aus den *Volumina* des Sperren- und Bruchkörpers sowie den zugehörigen *Raumgewichten*. Die Resultierende greift jeweils im Körperschwerpunkt an. Bei der Festlegung der Raumgewichte werden unterschiedliche Betonqualitäten oder Gesteinsarten gemittelt. Die Trennflächen im Fels bleiben unberücksichtigt, da ihr Volumen im Verhältnis zum Bruchkörpervolumen vernachlässigbar ist und das spezifische Gewicht von Matrix und Füllung nur wenig differiert. Hingegen erhöhen wassergefüllte Poren das Raumgewicht. Folgende Angaben können als Richtwerte gelten [6.4][6.5]: Beton 23 – 25 kN/m^3, Gestein 21 – 30 kN/m^3.

Auflast

Auflasten kommen vor im Staubecken, auf dem Sperrenkörper, im Widerlager- sowie im Vorlandbereich. Man unterscheidet folgende Arten (Wasser siehe Kapitel 6.3):

- *Beton:* Eine solche Auflast ist eher selten. So wurden z.B. bei der Pfeilerplattenmauer Morris Shepard nach festgestellten Verschiebungen 60'000 m^3 Beton eingebracht [6.6].
- *Boden:* Der Nahbereich der Gründungsfläche ist vielfach mit einer Lockergesteinsschicht überzogen, deren Mächtigkeit je nach Lage der Fels- resp. Geländeoberfläche variiert. Weil eine klare Abgrenzung der Felsoberfläche aufgrund der Verwitterung selten möglich ist, sind hierfür Annahmen notwendig. Für die Bestimmung der Auflast schätzt man ihre räumliche Ausdehnung ab und multipliziert sie mit einem mittleren Raumgewicht von 19 – 25 kN/m^3.
- *Schüttgut:* Anhäufungen von Schüttgut finden sich oftmals im Talboden des Vorlandes. Das Vorgehen beim Festlegen der Auflast entspricht jenem beim Boden.
- *Sedimente:* Im Staubecken lagern sich mit der Zeit Sedimente ab, die zu einer kompletten Verlandung führen können. Solche Ablagerungen – z.T. als *Schlamm-, An-, Verlandungsdruck* bezeichnet – stellen eine Auflast dar, die auch horizontal mit bis zu 13.5 kN/m^3 wirkt. Ihr Betrag ist anhand der räumlichen Ausdehnung und einem erhöhten Raumgewicht von 26 – 30 kN/m^3 in Ansatz zu bringen. Bei niedrigeren Sperrenkörpern ist ein Augenmerk auf plötzliche Murgänge nahe dem seeseitigen Mauerfuss zu richten [6.4][6.6].
- *Schnee/Eis:* In der kalten Jahreszeit können je nach geographischer Lage Schnee- und Eisablagerungen das Tragwerk belasten. Der Betrag dieser Auflast ist jedoch gering.
- *Nebenanlagen:* Dazu zählen Lasten aus Betriebseinrichtungen (z.B. ein Turbinenhaus).
- *Diverse:* Je nach Stauanlage müssen z.B. auch Verkehrslasten auf der Mauerkrone in die Überlegungen miteinbezogen werden. Die zugehörigen Annahmen sind in der Norm 261 [6.2] dargelegt.

---

* Beim Raumgewicht ist zwischen γ_d (trocken), γ_t (gesättigt) und $\gamma' = \gamma_t - \gamma_w$ (unter Auftrieb) zu unterscheiden.

6.2 Erdbeben

Erdbeben sind Erschütterungen im Untergrund von sehr kurzer Dauer. Sie treten ohne Vorwarnung auf. *Natürliche* Erdbeben werden durch tektonische Vorgänge, Vulkanismus, einen Einsturz oder Anprall, *künstliche* durch den Berg- oder Talsperrenbau sowie Explosionen ausgelöst* [6.8]. Die meisten und folgenschwersten Beben hängen mit Bruchvorgängen in der Erdkruste zusammen. Vom mehrheitlich in einer Tiefe von bis zu 80 km gelegenen Hypozentrum gehen elastische Wellen aus, die nach ihrer Ausbreitungsart in Raum- und Oberflächenwellen unterteilt werden. Seismographen registrieren die ausgestrahlte Energie. Die Erdbebenstärke wird anhand der Magnitude M auf der logarithmisch aufgebauten Richterskala herausgelesen. Die Zerstörungskraft der Wellen vor Ort wird durch den Grad der Intensität bestimmt und anhand einer Skala beurteilt, wie z.B. der zwölfteiligen **E**uropean **M**acroseismic **S**cale. In der näheren Umgebung eines Epizentrums ist sie im Allgemeinen maximal und nimmt mit wachsender Entfernung ab, wobei der Anzahl starker Stösse sowie der Erschütterungsdauer grosse Bedeutung zukommt. Die Intensität zweier Beben gleicher Magnituden kann je nach Topographie und lokaler Beschaffenheit des Untergrundes stark voneinander abweichen. Mit Mikrozonierungen versucht man, Bereiche verstärkter Untergrundbewegung zu erkennen. Tabelle 6.2 gibt näherungsweise den empirischen Zusammenhang zwischen der Magnitude und weiteren physikalischen Grössen wieder [6.9][6.10][6.11].

Eine Vorhersage über die Grösse, den Ort und den voraussichtlichen Zeitpunkt des Eintreffens eines Erdbebens ist auch in näherer Zukunft kaum möglich. Schutzmassnahmen können deshalb nur beschränkt vor einem Ereignis getroffen werden (z.B. keine Evakuationen). Die *primäre*, während dem Erdbeben sofort auftretende *direkte* Wirkung umfasst einerseits Verschiebungen infolge von Bruchvorgängen im Felsuntergrund, andererseits Erschütterungen, welche das Tragwerk zu Schwingungen anregen†. Die leicht verzögerte Reaktion des Untergrundes und des Stausees stellt eine *indirekte* Wirkung dar. Die *sekundäre* Wirkung tritt deutlich nach dem Hauptereignis auf, weil sie auf eine Primärwirkung ausserhalb der Sperrstelle zurückgeht (z.B. Welle infolge Felssturz ins Staubecken). Durch die rasch wechselnde Belastung entstehen im Tragwerk Trägheitskräfte, die entgegengesetzt zur Stossrichtung wirken. Ihre Maximalwerte werden oft in horizontaler Richtung gemessen, doch übertrafen bei einigen Beben die Beträge der vertikalen Komponenten jene der horizontalen [6.12][6.13].

Staumauern weisen ein hohes Mass an Sicherheit gegen Erdbebeneinwirkungen auf. Noch nie ist eine Staumauer infolge Erdbebens gebrochen. Nur an einigen wenigen Mauern sind Schäden entstanden und dies trotz Magnituden über 6.5‡ [6.15][6.16]. Im *Sperrenkörper* zeigten Gewichts- und Pfeilermauern ein Öffnen der Blockfugen sowie Risse im Kronenbereich, während Bogenmauern kaum feststellbare Schäden aufwiesen. Im *Gründungskörper* beobachtete man das Aufreissen von Trennflächen, ein Ansteigen von Wasserdruck und Sickerwasserverlusten, temporäre Wasseraustritte und die Bildung von Bruchkörpern im Widerlagerbereich.

---

* Stauseeinduzierte Aktivitäten mit M bis 6.5 sind v.a. bei über 100 m hohen Talsperren auch in seismisch inaktiven Gebieten beobachtet worden. Meist traten sie nahe Verwerfungen auf, häuften sich beim Ersteinstau und klangen später ab. Die stärksten Erdstösse ereigneten sich oft nach einem raschen Seespiegelanstieg [6.7].

† *„Displacement of a fault running through the foundation is likely to result in severe damage or even collapse of dam. ... There are at least two dams, the Morris Dam in California and the Clyde Dam in New Zealand, in which the plane of an underlying fault has been extended through the entire dam section in the form of a sliding joint"* [6.6].

‡ Dazu gehören z.B. die 103 m hohe Gewichtsmauer Koyna (IN) und die 113 m hohe Bogenmauer Pacoima (US), die 1967 resp. 1971 von einem Erdbeben mit M = 6.5 bzw. 6.6 betroffen wurden [6.14].

Tab. 6.2 Physikalische Messgrössen von Erdbeben mit einer Herdtiefe von 15 km, die auf weltweit beobachteten und gemittelten Daten beruhen. Die Parameter der Bodenbewegung sind als Maximalbeträge aufzufassen und spiegeln nur näherungsweise die wirklichen Verhältnisse wieder [6.8].

Stärke			**Bodenbewegung**			**Auswirkungen**
Erdbeben-Klasse	*M* [ML]	Energie [Joule]	*a* [%*g*]	*v* [cm/s]	*d* [cm]	Epizentral-Intensität und maximale Wirkung
sehr schwach	2	10^7	0.1	0.01	0.1	I nicht fühlbar
						II kaum bemerkbar
schwach	3	10^9	1	0.1		III schwach
						IV deutlich
leicht	4	10^{11}	10	1	1	V stark
						VI leichte Schäden
mittel	5	10^{13}	100	10	10	VII Gebäudeschäden
						VIII schwere Gebäudeschäden
stark	6	10^{15}		100	100	IX zerstörend
						X sehr zerstörend
schwer	7	10^{17}				XI verwüstend
gross	8					XII vollständig verwüstend

Das Verfahren zur Entwicklung eines Nachweisbebens umfasst vier Schritte: Charakterisierung der Erdbebenquellen, Definition der Abminderungsfunktionen, Berechnung der seismischen Gefährdung und Formulierung des Nachweisbebens [6.10]. Die *seismische Gefährdung* beschreibt die Eintretenswahrscheinlichkeit einer erdbebenbedingten Bewegung des Untergrundes bestimmter Stärke [6.17]. Sie hängt ab von der Erdbebenquelle, dem Übertragungsweg sowie dem Standort und ist mit einer mittleren Wiederkehrperiode verknüpft, die sich nach dem Bauwerk richtet*. Karten zeigen die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten einer Erschütterung bestimmter Intensität oder die erwartete Maximalbewegung des Untergrundes† [6.10]. Für das *Nachweisbeben* empfiehlt ICOLD die Verwendung des **O**perating **B**asis **E**arthquake und des **M**aximum **C**redible **E**arthquake [6.19]. Sie unterscheiden sich wie folgt: Das starke, selten auftretende MCE dient als Grenzbelastung, wobei Schäden akzeptiert werden, sofern sie nicht zu einem Versagen des Tragwerks führen. Beim schwächeren, häufiger auftretenden OBE werden Schäden in Kauf genommen, wenn sie die Nutzung der Stauanlage nicht beeinträchtigen. Seine Berechnung erfolgt meist mit probabilistischen Methoden, während man sich für die MCE-Bestimmung auch auf deterministische abstützt. Bei dessen Festlegung spielen zudem soziale und ökonomische Kriterien eine wichtige Rolle [6.20].

---

* In Gebieten geringer Seismizität (z.B. GB) wird bei Stauanlagen mit sehr grossem Schadenspotential eine Wiederkehrperiode von bis zu 30'000 Jahren spezifiziert. In Gebieten mit hoher Seismizität (CL), wo sich ein Erdbeben mit M > 8 alle 100 Jahre ereignet, beträgt die Wiederkehrperiode des Nachweisbebens bloss 500 Jahre [6.18].

† In der Schweiz basiert das Nachweisbeben (entspricht MCE) auf einer probabilistischen Betrachtungsweise. Die Wiederkehrperiode beträgt für grosse Talsperren 10'000 Jahre. Die richtungsunabhängige Spitzenbeschleunigung erhält man durch eine Umformung der vom Schweizer Erdbebendienst publizierten Intensitätskarte. Die Vertikalkomponente $\boldsymbol{a}_v$ errechnet sich durch Abminderung der Horizontalkomponente $\boldsymbol{a}_h$: $\boldsymbol{a}_v = 2/3 \cdot \boldsymbol{a}_h$ [6.17].

Pseudostatisches Ersatzverfahren

Für die Untersuchung des Sperren- und Gründungskörpers setzte man lange ein einfaches Näherungsverfahren ein, das die dynamischen Effekte durch Ersatzlasten auf statischer Basis ersetzt. Obschon dieses pseudostatische Vorgehen den tatsächlichen dynamischen Verhältnissen keineswegs gerecht wird, hat es sich in der Praxis weltweit bewährt [6.14]. Eine 1969 vom Erdbebenkomitee der ICOLD durchgeführte Umfrage ergab, dass die bestehenden Staumauern seit den 40er-Jahren fast ausnahmslos nach dem *pseudostatischen Ersatzlastverfahren* unter Berücksichtigung einer Horizontalbeschleunigung bemessen wurden. ICOLD empfiehlt denn auch, bei Staumauern mit grossem Gefährdungspotential zuerst dieses einfache Verfahren anzuwenden, bevor vertiefende Untersuchungen mit Hilfe dynamischer Methoden angeordnet werden. Seine wichtigsten Annahmen lauten wie folgt:

- *Ersatzlast:* Die Erdbebenbelastung E am starren Körper wird als zeitunabhängige statische Ersatzlast formuliert, die sich einerseits aus der Horizontalbeschleunigung, andererseits aus der oszillierenden Vertikalkraft als Folge der Untergrundbewegung ergibt [6.21]: $\boldsymbol{E} = m \cdot \boldsymbol{a} = V \cdot \gamma \cdot \boldsymbol{a}/\boldsymbol{g}$ ($\boldsymbol{a}$: Ersatzbeschleunigung als Prozentsatz von g; z.B. $\boldsymbol{a} = 0.1\boldsymbol{g}$).
- *Richtung:* Die Ersatzlast soll in der ungünstigsten Richtung wirken [6.22]. Diese Forderung wird verschieden umgesetzt: Die einen variieren nur die Richtung der horizontalen Komponente und lassen die vertikale beiseite, die andern berücksichtigen beide* [6.24] [6.25].
- *Betrag:* In den 1930er Jahren setzte man bei der Bemessung der 220 m hohen Hoover-Bogenmauer (US) eine Ersatzbeschleunigung von 0.1 $\boldsymbol{g}$ nach WESTERGAARD an [6.18][6.26]. In der Folge wurde der gleiche Wert weltweit bis in die 1970er Jahre verwendet†. Der Ersatzwert ist im Vergleich mit registrierten Spitzenbeschleunigungen im Nahbereich starker Beben eher gering‡. Heute sind Beschleunigungswerte für ein MCE von 0.2 – 0.3 $\boldsymbol{g}$ in seismisch inaktiven Regionen bzw. 0.45 – 0.65 $\boldsymbol{g}$ für solche mit nahen aktiven Verwerfungen durchaus üblich [6.27]. In den Vereinigten Staaten sind selbst Werte von 0.5 – 1.0 $\boldsymbol{g}$ keine Ausnahme mehr [6.18]. Eine räumliche Variabilität an der Sperrstelle ist dokumentiert: So ergaben Messungen bei Bogenmauern, dass die Beschleunigungswerte an der Krone dem ein- bis fünffachen Wert am Fuss entsprechen können (z.B. Nagawado, Ambiesta, Chirkey, Pacoima) [6.6][6.12][6.24]. Es gibt auch Hinweise, dass die Beschleunigung unter der Felsoberfläche mit der Tiefe abnimmt [6.12]. Die horizontalen Werte sind erfahrungsgemäss meist um den Faktor 1.5 – 3 grösser als die entsprechenden vertikalen Werte. Wegen des lückenhaften Fachwissens ist die Festlegung des Betrags der Ersatzbeschleunigung auch heute noch mit sehr grossen Unsicherheiten behaftet.
- *Einschränkungen:* Unberücksichtigt bleiben z.B. die Einwirkungsdauer der Erdbebenbeschleunigung, die Schwingung selber, das Eigenschwingverhalten des Tragwerks oder die Interaktion zwischen Sperrenkörper, Gründungskörper und Wasser. Solche Einflüsse lassen sich nur mit dynamischen Methoden untersuchen.

---

* *„Because the peak horizontal and vertical accelerations are unlikely to occur simultaneously … current geotechnical practice is to ignore the effect of the vertical acceleration on the calculated factor of safety"* [6.23].

† In der Schweiz betrug die Horizontalbeschleunigung meist 0.1 $\boldsymbol{g}$, vereinzelt 0.2 $\boldsymbol{g}$ und einmal 0.45 $\boldsymbol{g}$. Eine vertikale Ersatzbelastung mit 50 % der Horizontalkomponente berücksichtigte man nur in wenigen Fällen [6.11].

‡ Im Epizentralbereich des Miyagi Erdbebens vom 26.07.2003 in Japan wurden z.B. bei einem Ereignis mit $M = 5.5$ Spitzenbeschleunigungen von 2.04 $\boldsymbol{g}$ ($\boldsymbol{a}_h$) bzw. 0.6 $\boldsymbol{g}$ ($\boldsymbol{a}_v$), beim eigentlichen Hauptbeben ($M = 6.2$) 1.64 $\boldsymbol{g}$ ($\boldsymbol{a}_h$) bzw. 1.27 $\boldsymbol{g}$ ($\boldsymbol{a}_v$) registriert, die man auf eine Verstärkung im Oberflächenbereich zurückführte [6.17].

6.3 Wasser

Um den vollständigen hydraulischen Zustand eines durchströmten Untergrundes zu erfassen, müssen in jedem Punkt der Berandung das *hydraulische Potential* und die *Durchlässigkeitsbeiwerte* in allen Richtungen bekannt sein. Ist diese Voraussetzung erfüllt, so lassen sich alle Fragen nach der Druckverteilung oder nach durchströmenden Wassermengen durch die Lösung der Differentialgleichung für die Sickerströmung beantworten. Für ein räumliches Untersuchungsgebiet mit beliebiger Anordnung der Randbedingungen ist dies nur durch Anwendung eines numerischen Verfahrens möglich. Aus dem Potentialfeld werden sodann die vom Wasser an die potentiellen Bruchkörper abgegebenen Kräfte ermittelt.

Im Fels ist indes die oben erwähnte Bedingung aus mehreren Gründen nicht erfüllbar [6.28]: Erstens beruht die Bestimmung der räumlichen Sickerströmung wegen der geringen primären Durchlässigkeit auf den in Kapitel 3.1.3 dargelegten Eigenschaften des Flächengefüges, das sich mehrheitlich einer direkten Beobachtung entzieht. Zweitens ist sie von detaillierten Angaben über die hydraulischen Randbedingungen einschliesslich der Zeit (stationär/instationär) abhängig. Drittens gibt es einen deutlichen Massstabseffekt in der Durchlässigkeit. Viertens beeinflussen Verformungen im Felsfundament die Öffnungsweite von Trennflächen und damit die Durchlässigkeit[*], wofür nur ansatzweise Stoffgesetze bestehen[†] (siehe Kap. 11.3).

Um die Strömungsvorgänge dennoch zahlenmässig abzuschätzen, werden in der Praxis vereinfachende Annahmen herangezogen. In Ermangelung eines allgemein gültigen Modells zur Beschreibung der Strömung im geklüfteten Fels unterscheidet man heute drei Ansätze, die je nach Beschaffenheit des Untergrundes einzeln oder gleichzeitig zur Anwendung gelangen: Die Strömung im porösen Medium, die Spalt- und die Rohrströmung [6.31]. Das jeweils am besten zutreffende Modell muss im konkreten Fall erst gefunden werden.

Nachfolgend werden wichtige Strömungsgesetze für poröse und geklüftete Medien kurz vorgestellt. Mit dem verallgemeinerten DARCY-Gesetz, dem Spaltströmungsgesetz und dem äquivalenten Durchlässigkeitstensor lassen sich häufig auftretende Bedürfnisse aus der Ingenieurpraxis abdecken [6.32]. Auf den Fall der Rohrströmung gehen wir nicht weiter ein [6.33].

6.3.1 Strömungsgesetze

Poröses Medium

In der Mitte des 19. Jahrhunderts leitete DARCY [6.34] im Zusammenhang mit der Brunnenprojektierung für die Stadt Dijon das bekannte eindimensionale Strömungsgesetz her (Abb. 6.1a): $q = v = Q / F = k \cdot \Delta h / L = k \cdot i$ mit q: Ergiebigkeit pro Flächeneinheit, v: Filtergeschwindigkeit, Q: Wassermenge, F: durchströmte Fläche, k: Proportionalitätsfaktor, Δh: wirksamer Höhenunterschied, L: Länge der Sickerstrecke und i: hydraulischer Gradient bzw. Potentialgefälle. Die später erfolgte verallgemeinerte mathematische Formulierung bildet die

---

[*] Da Verformungen resp. ihre Auswirkungen auf den Wasserdruck in bestimmten Punkten einfach gemessen werden können, sind allfällige Änderungen gute Indikatoren für ein ungewöhnliches Verhaltensmuster. Damit liefert das Formänderungsverhalten wertvolle Hinweise auf den aktuellen Zustand des Tragwerks sowie seine langfristige Entwicklung [6.29].

[†] *„No complete answer applicable to any site and covering all its complexities has yet been found for this problem, but considerations of a general nature enable us to conceive simplified models that help the designer to assess the possible influence of seepage on the stability of a foundation and guide him in his choice of corrective action“* [6.30].

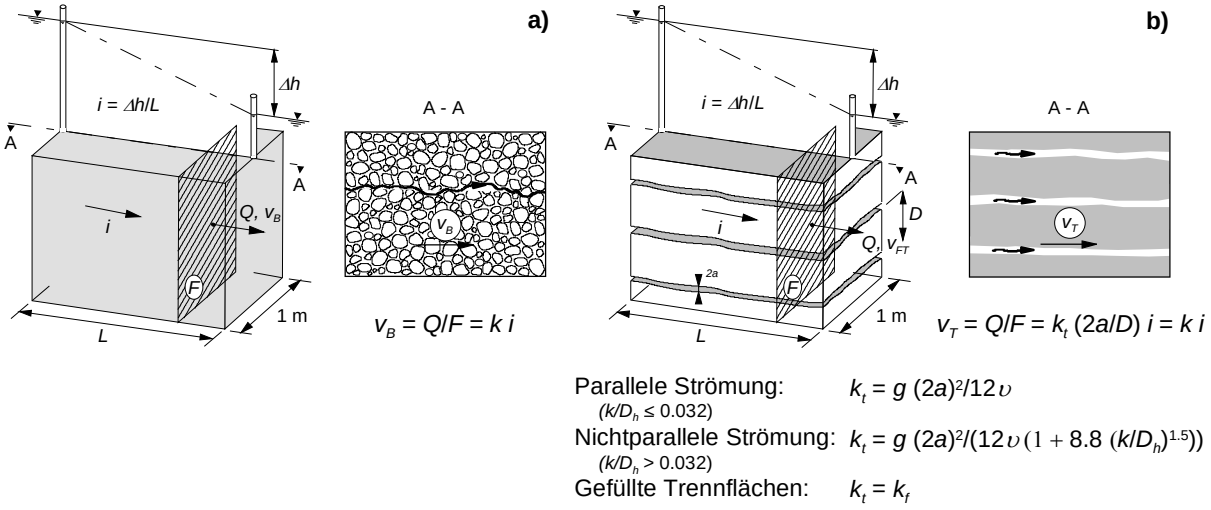


Abb. 6.1 Definition der Filtergeschwindigkeit v bei Durchströmung a) eines grobkörnigen Bodens (v_B) und b) einer Trennflächenschar (v_T) [6.35]. Abkürzungen siehe auch Abbildung 6.3.

Grundlage für die Beschreibung der laminaren Strömung in einem porösen Medium, womit Grundwasserströmungen in einem Lockergestein modelliert werden können [6.32]. Versucht man, dieses Gesetz an einem geklüfteten Festgestein anzuwenden, so behält es nur für die Durchströmung der Matrix oder von sehr eng geklüftetem Fels seine Gültigkeit (Abb. 6.2).

Geklüftetes Medium

Bei *laminarer* Strömung ergibt sich unter der Annahme von hydraulisch glatten, parallel zueinander verlaufenden Trennflächenwandungen eine parabolische Verteilung der Fliessgeschwindigkeit im Spaltquerschnitt [6.36]. Eine solche Strömung wird dabei als *parallele Spaltströmung* bezeichnet. Die mittlere Geschwindigkeit v ist proportional zum hydraulischen Gradienten: $v = k_t \cdot i$ (Abb. 6.1b). Der Proportionalitätsfaktor k_t – der sog. Durchlässigkeitsbeiwert der Trennfläche – ergibt sich aus dem Widerstandsgesetz von POISEUILLE. Wenn die Rauhigkeit der Trennflächenwandungen ein bestimmtes Mass überschreitet, d.h. sich die Wandungen berühren und somit Hindernisse bilden, so geht die Strömung in eine *nichtparallele Spaltströmung* über. Für diesen Fall hat LOUIS [6.37] einen Beiwert k_t aus Versuchsergebnissen abgeleitet. Die Abgrenzung zwischen den Bereichen der parallelen und nichtparallelen Strömung erfolgt mit Hilfe der relativen Rauhigkeit k/D_h. Bei gefüllten Trennflächen entspricht der Durchlässigkeitsbeiwert k_t dem Beiwert k_f der Füllung.

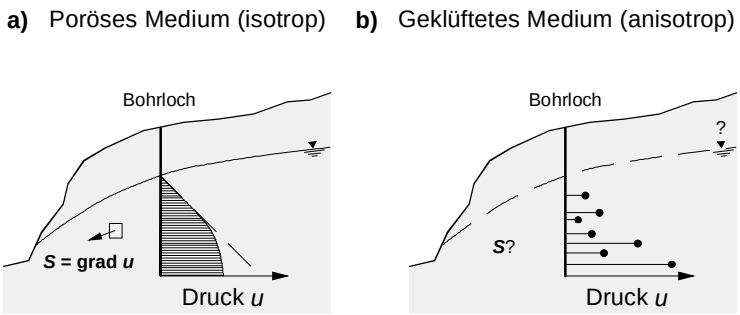


Abb. 6.2 Beobachtete Druckverteilung entlang eines Bohrlochs in einem porösen und geklüfteten Medium. Infolge des Flächengefüges ändert der piezometrische Druck von Ort zu Ort und der Wasserspiegel verläuft nicht so stetig wie in einem Boden (***S*** = Strömungskraft).

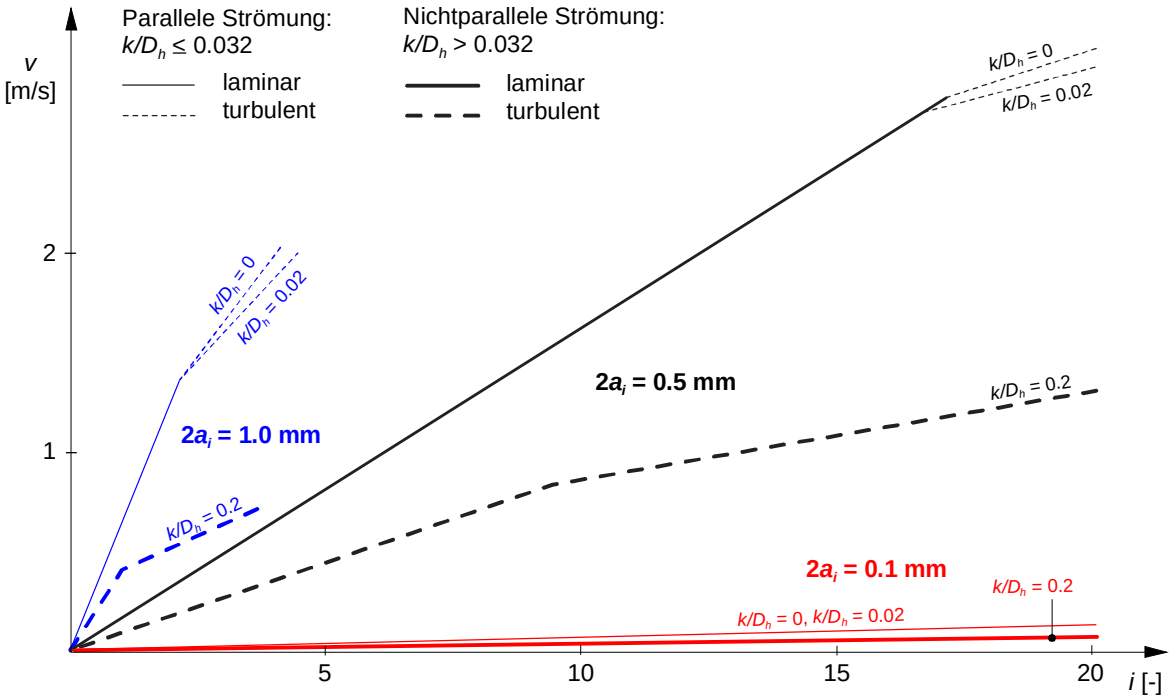


Abb. 6.3 Fliessgeschwindigkeit v in Abhängigkeit vom hydraulischen Gradienten i, der Spaltweite $2a_i$ und der relativen Rauhigkeit k/D_h (k = absolute Rauhigkeit der Trennflächenwandung, D_h = hydraulischer Durchmesser = $4a_i$) [6.38][6.39].

Eine *turbulente* Strömung kommt im Fels nur in Ausnahmefällen vor. Die Zusammenhänge zwischen der Fliessgeschwindigkeit und dem in der Trennflächenebene wirksamen Gradienten in Abhängigkeit von Spaltweite und relativer Rauhigkeit verdeutlicht Abbildung 6.3. Die exemplarische Auswertung der Widerstandsgesetze für verschiedene Fälle zeigt, dass turbulente Strömungsverhältnisse nur bei vergleichsweise hohen Gradienten (im Gründungskörper von Talsperren durchaus möglich) bzw. grossen Spaltweiten auftreten*. Für die Praxis ist der Verzicht auf eine genaue Berücksichtigung der jeweils gültigen Fliessgesetze unbedeutend.

Ausgehend vom Modell des Untergrundes (Kapitel 4.2), von den Gesetzmässigkeiten der Spaltströmung in einer Trennfläche und von der Annahme unendlich ausgedehnter Trennflächen lassen sich Modellvorstellungen für die Sickerströmung im Fels ableiten. Dabei können grundsätzlich zwei Wege beschritten werden: Beim *diskontinuierlichen Modell* bildet man die Trennflächen der einzelnen Scharen als kommunizierendes System ebener Wasserleiter nach. Beim *kontinuierlichen Modell* hingegen wird für den Gründungskörper eine quasihomogene, anisotrope Durchlässigkeit angenommen† (Abb. 6.1b). Sie lässt sich nach SNOW [6.40] in Form eines Tensors aus der Geometrie und den hydraulischen Eigenschaften der Trennflächen berechnen. Bedingung dafür ist, dass diese innerhalb einer Schar die gleiche Öffnungsweite und den gleichen Abstand aufweisen [6.41]. Eine solche Näherung durch ein verallge-

* *„There has been much research aimed at finding whether flow in fissures is laminar or turbulent, but it has been found that the difference is relatively unimportant as far as seepage forces are concerned. It is in all events much less important than the other factors affecting flow“* [6.30].

† *„Determining the conductivity tensor is still a matter of research and can hardly be useful in designing an actual foundation … The only practical tool available to the engineer at present consists of trying to foresee every possible type of behaviour and introducing it into the design analysis in the form of a model“* [6.30].

meinertes Gesetz nach DARCY drängt sich dann auf, wenn die Anzahl Trennflächen gross resp. der Trennflächenabstand klein ist gegenüber dem untersuchten Felsbereich. Einzelelemente wie Störzonen oder aktive Klüfte, die je nach Lage, Raumstellung und Ausbildung den Verlauf der Äquipotentialflächen im Felsfundament entscheidend zu beeinflussen vermögen, erfordern eine gesonderte Berücksichtigung.

Die Durchlässigkeit eines geklüfteten Mediums hängt von der Öffnungsweite und Füllung der Trennflächen ab: Je undurchlässiger ein durchströmter Bereich, desto geringer ist die Menge des durchströmenden Wassers und desto grösser wird der lokale Druckabbau. Die Kenntnis über die absolute Durchlässigkeit eines Felsfundamentes ist deshalb weniger wichtig als vielmehr jene über örtliche Unterschiede [6.30]. Solche können nicht nur natürlichen oder künstlichen Ursprungs sein, sondern auch unter der Wirkung der Fundamentlasten auftreten:

- Bei Einstau öffnen sich Trennflächen nahe dem oberwasserseitigen Mauerfuss, während sich solche zum Unterwasser hin verengen. Die damit verbundene Änderung der Durchlässigkeit führt zu einer Konzentration der Potentialflächen unterhalb der Gründungssohle. Eigene Messungen im Felsuntergrund von Albigna sind dafür ein Beleg (Kap. 11.3).
- Bei hohem Gradienten und geometrisch möglichem Abtransport von Einzelkörnern ist ein Auswaschen von Füllmaterial in offene Trennflächen oder Drainagebohrungen möglich. Zunehmende Sickerwasserverluste, durch siltige Partikel getrübtes Sickerwasser, versandete Drainagen oder neue Quellen nahe dem luftseitigen Mauerfuss geben Hinweise auf derartige Erosionsvorgänge. Dies war bei der Staumauer Albigna der Fall (Kap. 11.3).
- Abnehmende Sickerwasserverluste deuten auf eine fortschreitende Abdichtung des Staubeckens bzw. der Trennflächen oder auf ein Verstopfen der Drainagebohrungen hin mit gravierenden Konsequenzen für das Potentialfeld.

6.3.2 Wasserdruck

Ist das Potential im Felsfundament überall gleich, so befindet sich das Bergwasser in Ruhe. Bei Potentialunterschieden setzt eine Strömung und damit eine Änderung des Wasserdrucks ein: Die hydrostatische Druckverteilung wird von einem hydrodynamischen Druck überlagert.

Der *hydrostatische Wasserdruck u* nimmt linear mit der Tiefe zu und ist gleich dem γ_w-fachen der Tiefe z unter dem freien Wasserspiegel: $u = z \cdot \gamma_w$. Das Raumgewicht von sauberem Wasser beträgt 10 kN/m^3, jenes einer Suspension mit Sedimenten 10.5 – 11 kN/m^3 [6.4]. Die hydrostatische Druckkraft $\boldsymbol{U}$ auf eine feste, undurchlässige Fläche ergibt sich als Produkt aus dem Druck u und der Grösse F dieser Fläche. Da jedoch der Druck mit der Wassertiefe veränderlich und zudem entscheidend ist, ob er auf eine ebene oder eine gekrümmte Fläche wirkt, bedarf die Bestimmung der hydrostatischen Druckkraft in jedem Fall einer gesonderten Betrachtung. Bei einer ebenen Fläche und einem gleichmässig, nicht hydrostatisch verteilten Wasserdruck $\boldsymbol{u}_m$ greift $\boldsymbol{U}$ im Schwerpunkt der Druckfläche an und berechnet sich zu $\boldsymbol{U} = F \cdot \boldsymbol{u}_m$ ($\boldsymbol{u}_m$: Druck im Schwerpunkt). Sie steht stets senkrecht auf der Belastungsfläche, da das Wasser keine Schubkräfte auf die Wand übertragen kann [6.42].

Der *Auftrieb* $\boldsymbol{A}$ eines in Wasser eingetauchten Körpers bezeichnet eine der Schwerkraft entgegenwirkende Kraft*. Ihr Betrag entspricht dem Gewicht des durch den Körper verdrängten Wasservolumens V ohne Abminderung†: $\boldsymbol{A} = V \cdot \gamma_w$.

In porösen Medien übt das Sickerwasser eine Kraft aus, deren Wirkungsrichtung der Fliessrichtung entspricht. Diese *Strömungskraft* $\boldsymbol{S}$ wird von Potentialdifferenzen ausgelöst und errechnet sich zu $\boldsymbol{S} = V \cdot i \cdot \gamma_w$. Injektionen, Drainagen und lokale Durchlässigkeitsänderungen als Folge der Fundamentlasten beeinflussen das Potentialfeld und damit den Betrag der Strömungskraft.

Wasserdruckbezeichnungen

Der am Tragwerk angreifende Wasserdruck tritt folgendermassen auf:

- *Hydrostatischer Druck:* Man bezeichnet damit den hydrostatischen Wasserdruck auf Flächen im offenen Wasser. Bei horizontalen Flächen handelt es sich um eine Auflast. Er wirkt oberwasserseitig im Staubecken und unterwasserseitig, sofern das Vorland eingestaut ist. Sein Betrag ergibt sich aus den Grenzwerten der Wasserstände, die aus zyklischem Einstau, Überstau (Hochwasser‡), Windstau, Wellenschlag, Schwall- und Sunkerscheinungen etc. resultieren. Im Felsfundament kann in Trennflächen mit direkter hydraulischer Verbindung zum Stausee (z.B. aktive Klüfte, „tension cracks“§) ein hydrostatischer Druck entsprechend der vollen Stauhöhe wirken (z.B. St. Maria, Albigna) [6.45].
- *Bergwasserdruck:* Der unterhalb des Bergwasserspiegels wirkende Wasserdruck entspricht dem hydrostatischen Druck im offenen Wasser. Vor dem Bau einer Stauanlage verläuft die natürliche Sickerströmung in Richtung Talsohle. Der schwankende Bergwasserspiegel kann die Hangoberfläche oberhalb des Talbodens erreichen, so dass sich eine Sickerfläche ausbildet. Durch den Einstau steigt der Bergwasserspiegel im Oberwasser an, während er im Unterwasser je nach Injektions- und Drainagemassnahmen absinkt. Der Potentialunterschied bewirkt eine Änderung der ursprünglichen Strömungsrichtung: Sie ist nun vom Ober- zum Unterwasser gerichtet. Wie rasch sich der Bergwasserdruck einem veränderten Wasserspiegel im Stausee anpasst, hängt u.a. von der Beschaffenheit des Gründungskörpers und des Staubeckens ab. Eine Sedimentschicht aus Silt kann z.B. einen Druckausgleich so stark verzögern, dass bei einem temporären Überstau infolge Hochwasser kein Druckanstieg im Felsfundament berücksichtigt werden muss. Andererseits kann sich in den Böschungen des Staubeckens hinter talparallelen steilstehenden Störungen geringer Durchlässigkeit ein ungünstiger Bergwasserdruck einstellen, wenn der Seestand abfällt oder der Bergwasserspiegel durch langanhaltende Regenfälle ansteigt. Eisbildung beeinträchtigt manchmal die Wirkung von Drainagen oder die Ausbildung von Sickerflächen luftseitig des Mauerfundaments.

---

* Der Begriff wird i.a. nicht nur für den archimedischen Auftrieb, sondern ebenso für den Porenwasserdruck im Sperrenkörper, den Sohlwasserdruck in der Gründungsfläche und den Kluftwasserdruck im Untergrund verwendet [6.43].

† Die Fragestellung, ob der Auftrieb in einem durchlässigen Körper abgemindert werden müsse, hat TERZAGHI, LELIAVSKY, HARZA und andere mit z.T. tragischem Ausgang lange bewegt [6.44].

‡ In der Schweiz unterscheidet man zwischen dem *Bemessungshochwasser* (aussergewöhnliches Ereignis alle 1’000 Jahre) und dem *Sicherheitshochwasser* (extremes Ereignis mit einer Wiederkehrperiode von n · 1’000 Jahren = PMF = **P**robable **M**aximum **F**lood). Letzteres strömt mit dem höchst zulässigen Wasserspiegel über das Sperrenbauwerk [6.3].

§ Zugspannungen im Felsfundament nahe dem seeseitigen Mauerfuss können Trennflächen aufreissen lassen, wodurch sich lokal die Wasserwegigkeit erhöht und das Potentialfeld ändert. Der höhere Gradient hat konzentriertere Strömungskräfte zur Folge, die generell ungünstiger gerichtet sind [6.30].

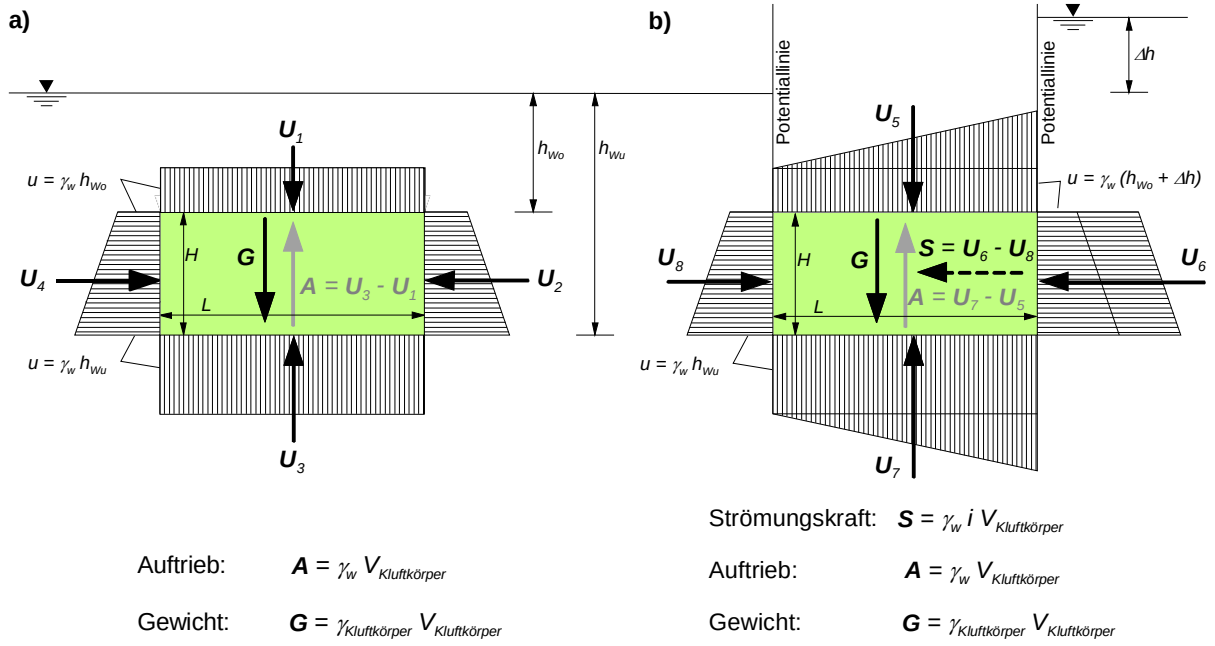


Abb. 6.4 Druckverteilung an einem Kluftkörper bei a) ruhendem und b) strömendem Bergwasser.

- *Porenwasserdruck:* Der als Piezometerdruck gemessene Wasserdruck $u = u_0 + \Delta u$ in den Porenhohlräumen des Gesteins oder der Kluftfüllung ist eine zeitabhängige Zustandsgrösse. Er wird auch neutrale Spannung genannt und wirkt allseitig. Er setzt sich aus dem hydrostatischen Porenwasserdruck u_0 sowie dem Porenwasserüber- bzw. -unterdruck $\pm\Delta u$ zusammen. Im Allgemeinen ist zu erwarten, dass der Porenwasserdruck gleich dem Kluftwasserdruck ist. Bei raschen Schwankungen des Kluftwasserspiegels – z.B. bei einer schnellen Seeabsenkung – kann jedoch nicht damit gerechnet werden, dass sich der Porenwasserdruck sofort dem Kluftwasserdruck angleicht.

- *Kluftwasserdruck:* Der Druck des in den Trennflächen des Felsfundamentes ruhenden oder strömenden Bergwassers wirkt an den Trennflächenwandungen auf das Gestein. In gleicher Weise greift diese Flächenkraft an den Kontaktflächen potentieller Bruchkörper an. Abbildung 6.4 a zeigt einen quaderförmigen Kluftkörper in einem Bergwasser ohne Bewegung, belastet durch sein Eigengewicht $\boldsymbol{G}$ und durch den hydrostatischen Wasserdruck auf alle Wandungen: $\boldsymbol{A} = (\boldsymbol{U_3} - \boldsymbol{U_1})$, $\boldsymbol{U_2} = \boldsymbol{U_4}$. Die resultierende Last $\boldsymbol{G'}$ entspricht dem Gewicht des Kluftkörpers unter Auftrieb: $\boldsymbol{G'} = \boldsymbol{G} - \boldsymbol{A} = (V \cdot \gamma_t) - (V \cdot \gamma_w) = V\,(\gamma_t - \gamma_w) = V \cdot \gamma'$. Ist das Bergwasser in Bewegung (Abb. 6.4 b), so gibt es zusätzlich Schub- und Normalspannungen auf die Trennflächenwandungen ab. Die infolge der Wandreibung des strömenden Wassers entstehenden Schubspannungen können in der Regel vernachlässigt werden [6.46]. Die Resultierende aus den Kluftwasserdrücken ergibt sich aus der vektoriellen Addition des Auftriebs $\boldsymbol{A}$ und der Strömungskraft $\boldsymbol{S}$. Wegen der bei diesem Beispiel senkrechten Potentiallinien ist die Strömungskraft $\boldsymbol{S} = V \cdot i \cdot \gamma_w$ horizontal gerichtet. Bauliche Massnahmen durch die Kontaktfläche eines potentiellen Bruchkörpers beeinflussen die Druckverteilung insofern, als die Drainage mit einem Abminderungswert m in Rechnung gestellt wird (vgl. hierzu Abschnitt „Sohlwasserdruck“). Die Wirkung des Injektionsschirms ist im

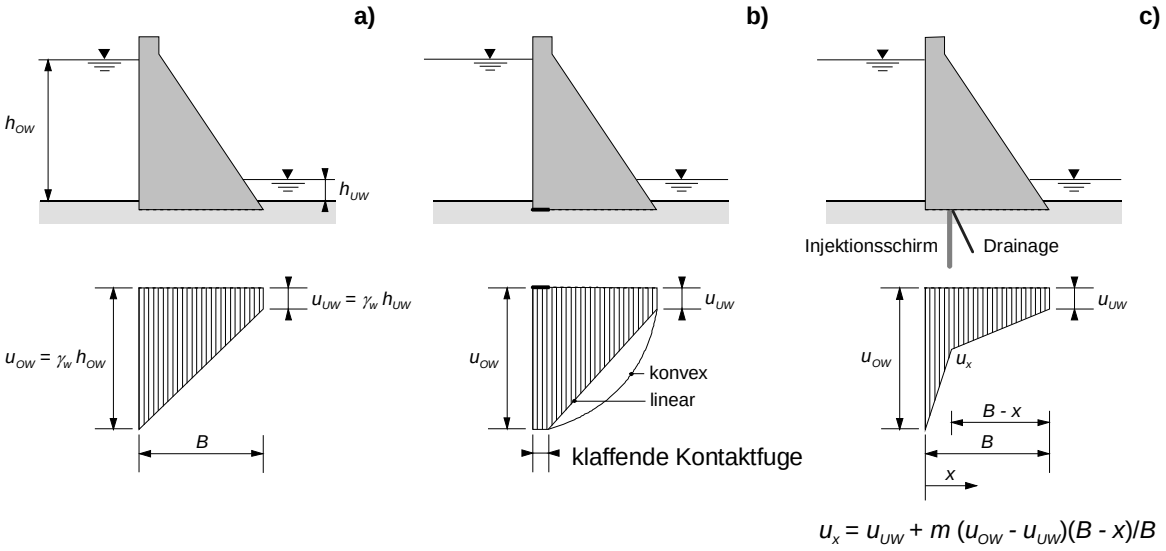


Abb. 6.5 Sohlwasserdruckverteilung a) ohne wirksame Drainage, b) mit klaffender Kontaktfuge, c) mit wirksamer Drainage (Abminderungswert $m = 0.25 \div 0.75$ je nach Land und Projektverfasser).

Bruchzustand wesentlich abgemindert, wobei der Betrag der Reduktion vom Scherweg abhängt. Vereinfachend darf man auch annehmen, der Injektionsschirm sei wirkungslos[*].

- *Sohlwasserdruck:* Dieser Wasserdruck wird durch das in der Gründungsfuge zirkulierende Bergwasser hervorgerufen. Er greift am Tragwerk als innere, bei separater Betrachtung des Sperren- und Gründungskörpers als äussere Kraft an und ist dem vollen hydrostatischen Druck gleichzusetzen. Am Mauerfundament wirkt er nach oben, der Schwerkraft entgegen, am Felsfundament nach unten. Die Druckverteilung kann entweder mit Hilfe eines räumlichen Potentialfeldes konstruiert oder schematisch angenommen werden, wofür in der Praxis länderspezifische Ansätze gebräuchlich sind [6.43]. Bei ungleich hohen Wasserständen beiderseits des Sperrenkörpers wird meist eine geradlinige Begrenzung des Sohlwasserdrucks angenommen (Abb. 6.5a). Dies entspricht dem Grenzfall ohne wirksame Drainage [6.24]. Bei klaffender Kontaktfuge setzt man den örtlichen hydrostatischen Druck bis zur Rissspitze als „Fugenwasserdruck“ an; der Druckabbau erfolgt konzentriert im ungerissenen, durch die Fundamentlasten stärker beanspruchten Restquerschnitt, was theoretisch zu einer konvexen statt zu einer linearen Verteilung führen sollte (Abb. 6.5b). Abdichtungsinjektionen in Verbindung mit Drainagen helfen, die Druckverteilung günstig zu beeinflussen. Mit dem Einbezug eines Abminderungswerts m lassen sich die Eigenschaften des Felsuntergrundes sowie die Bedeutung und Wirksamkeit der baulichen Massnahmen berücksichtigen. Der geknickte Verlauf des Sohlwasserdrucks (Abb. 6.5c) mit einer Reduktion auf der Linie des Injektionsschirms resp. der Drainage ist je nach Land und Projektverfasser sehr unterschiedlich: So werden Werte von $m = 0.25 \div 0.5$, manchmal auch $m = 0.75$ angesetzt [6.47][6.48]. Das grosse Spektrum an Annahmen für die Verteilung und Intensität des Sohlwasserdrucks wird verständlich, wenn man bedenkt, wie subjektiv die Beurteilung des Flächengefüges sowie der Wirksamkeit der Abdichtungs- und Drainagemassnahmen innerhalb gewisser Grenzen ist [6.43]. Selbstredend darf eine Reduktion des Auftriebs

[*] In Abweichung zu folgender Auffassung: *„For checking the stability against sliding along a deep plane in the rock it is generally assumed that the full reservoir head acts at the line of the grout curtain, varying linearly to the line of drains to a value of tailwater head plus 1/3 of the difference of reservoir and tailwater, and then linearly to tailwater at the line where the geologic plane intersects the free tailwater“* [6.47].

nur dann in Rechnung gestellt werden, wenn man nachweisen kann, dass die Drainagen während der ganzen Nutzungsdauer wirksam bleiben*. Bei *Gewichtsmauern* wurde der Sohlwasserdruck schon früh als äussere, an der Gründungsfläche angreifende Belastung berücksichtigt†. Im Unterschied dazu kann er bei *Pfeilermauern* nur in der Aufstandsfläche der Pfeiler bzw. in der Kontaktfläche der Stauwand mit dem Untergrund wirksam werden; unmittelbar dahinter ist der Wasserdruck – eine unterbrochene Sohlplatte vorausgesetzt – entspannt. Des kurzen Sickerwegs wegen sind stattdessen der hydraulische Gradient und damit die Erosionsgefahr viel grösser als bei einer Gewichtsmauer. Auch bei *Bogenmauern* steht dem Vorteil eines geringen Sohlwasserdrucks der Nachteil eines hohen Gradienten gegenüber.

- *Schirmdruck:* Der Schirmdruck entspricht dem Differenzwasserdruck auf den Dichtungsschleier infolge des lokal höheren Gradienten.

Erdbeben

Bei einem gefüllten Staubecken kommt zur Trägheit des Tragwerks noch diejenige des Wassers hinzu. Dabei ist jene Stossrichtung ungünstig, bei der sich die Trägheitskräfte addieren (vom Unter- zum Oberwasser). Für die Interaktion zwischen Stausee und Sperrenkörper wird gemeinhin eine hydrodynamische Druckverteilung nach Westergaard angesetzt, die nach einer Parabel höherer Ordnung verläuft [6.12]. Der entsprechende Wasserdruck greift auch an der eingestauten Berandungsfläche des Gründungskörpers sowie in Trennflächen mit direkter hydraulischer Verbindung zum Stausee an. Weiter rechnet man mit einem Aufreissen der Gründungsfuge und nimmt einen linearen Abfall des Sohlwasserdrucks von der Wasser- zur Luftseite an [6.48]. Im Felsfundament ist durch die zyklische Einwirkung der Aufbau eines Wasserüberdrucks möglich, der Trennflächen aufreissen, Sickerwege verändern, Füllungen aufweichen oder innere Erosion verursachen kann [6.9]. So wurde in Japan beobachtet, dass der Auftrieb und die Sickerwassermenge nach Erdbeben oft ansteigen, um langsam wieder auf die ursprünglichen Werte zurückzukehren. Trotzdem setzt man im Gründungskörper üblicherweise keine zusätzlichen, aus Erdbeben resultierenden Poren- und Kluftwasserdrücke an [6.36]. Denkbare Neubildungen von aktiven Klüften werden gleichermassen ignoriert, weil wegen des raschen Wechsels der Belastung kein massgebliches Eindringen von Wasser in solche Trennflächen stattfände [6.12].

Es herrscht ein allgemeiner Konsens darüber, dass in der Geschichte der Staumauern die unzutreffende Einschätzung der Wirkung des Wasserdrucks zu katastrophalen Rückschlägen geführt hat (siehe Kapitel 4.3). Dies vermag angesichts der komplexen hydraulischen Verhältnisse im Felsfundament nicht zu überraschen. Wenn noch heute – wie das Beispiel Albigna zeigt (siehe Kapitel 11.3) – die Modellierung des aktuellen Zustandes nur in groben Zügen gelingt, so muss über die Verteilung des Wasserdrucks entlang der Kontaktflächen von potentiellen Bruchkörpern weitgehende Unklarheit herrschen. Abhilfe kann einzig die *Prüfung einer Bandbreite unterschiedlichster Vorstellungen über die felshydraulischen Verhältnisse bis*

---

* Wenn das Wasser in bevorzugten Kanälen fliesst, können selbst räumliche Drainagen nur dort wirksam werden, wo eine Bohrung den Kanal kreuzt [6.28]. Die Bohrungen sind damit eher eine Art Sicherheitsventile, da der Wasserdruck erst dann gefährlich wird, wenn er auf grössere Flächen wirkt [6.43].

† Ein Sohlwasserdruck wurde erstmals 1875 beim Entwurf der Gewichtsmauer Gileppe (BE) in Rechnung gestellt. 1883 kam beim Bau der 25 m hohen Gewichtsmauer Alfeld (FR) die noch heute gültige Annahme einer linearen Abnahme zur Anwendung. HAWKSLEY setzte ein Jahr früher eine ähnliche Auftriebsverteilung an für den Bau der 40 m hohen Vyrnwy Gewichtsmauer (GB) [6.49].

hin zu Extremfällen schaffen*. Genaue Kenntnisse über die ungleichmässige Verteilung des Kluftwasserdrucks spielen hierbei weniger eine Rolle, da die Momentenbedingungen bei der Untersuchung potentieller Gleitkörper entfallen; nur die Resultierende ist von Belang. Die Methode zur Stabilitätsuntersuchung sollte deshalb erlauben, deren Betrag und Richtung einfach zu ändern, um die Auswirkungen zu prüfen [6.28].

6.4 Weitere Einwirkungen

Erddruck

Die vom Boden, den Sedimenten oder dem Schüttgut horizontal auf das Tragwerk ausgeübten Kräfte sind im Allgemeinen als Ruhedruck zu berücksichtigen [6.6]. Der Erddruck kann sich mit der Zeit verändern und wirkt nicht zwingend als stabilisierende Kraft; ein passiver Erddruck darf deshalb nicht angesetzt werden.

Anker/Dübel

Bei der Sanierung oder Erhöhung von Sperrenkörpern sowie zur lokalen Verstärkung der Felsfundamente kommen häufig Anker oder Dübel zur Anwendung (z.B. bei Staumauern Gezouba, Itaipu, Karakaya) [6.7]. Diese die Kontaktfläche potentieller Bruchkörper durchdringenden Bauteile erhöhen den Widerstand: *Aktive Element*e (z.B. vorgespannte Anker) üben bereits vor einer möglichen Bewegung Kräfte auf den Felskörper aus, *passive* (z.B. schlaffe Anker, Scherdübel, Pfähle) erst bei einer Bewegung. Die Festigkeit der Bauteile sowie jene des Felsens begrenzen den Widerstand, wobei der kleinere von beiden Grenzwerten gilt. Vorgespannte Anker wirken statisch nur dann als Einzelkräfte, wenn sie die Spannkraft der Zugglieder bei einer Bruchkörperbewegung behalten. Weitere Hinweise zu den Verankerungen geben die SIA-Normen [6.6], zu den Dübeln [6.50].

Primärer Spannungszustand (Gründungskörper)

Dieser Zustand wird vor Beginn der Bautätigkeit im Gründungskörper angetroffen. Er ist bedingt durch die Gravitation, die tektonische Geschichte und die Struktur des Untergrundes. Eine sichere Abschätzung von Betrag und Richtung der primären Hauptspannungen ist nur beschränkt möglich, weil Spannungsmessungen in situ bloss in den seltensten Fällen zutreffende Resultate ergeben [6.51][6.52]. Solche Spannungen werden darum bestenfalls in sehr vereinfachter Form, hier jedoch gar nicht angesetzt†.

Zwängung (Sperrenkörper)

Formänderungskräfte im Sperrenkörper entstehen durch Behinderung der freien Verformung. Sie lassen sich u.a. auf äussere Temperaturschwankungen, innere Temperaturänderungen, Schwinden, Kriechen und Verschiebungen im Felsfundament zurückführen.

---

* *„While it is unlikely that an actual rock foundation will conform entirely either to the planar fissure or preferential channel model, they do represent extreme situations which the designer has to consider as „the most unfavourable mechanical possibilities which could be expected" (TERZAGHI)"* [6.30].

† *„In fact, all limit-equilibrium models are based on gravity loading only and, hence, lateral stresses are excluded from any slope-stability analysis that uses these models. Numerical models can incorporate lateral stresses, but most analyses using these models are based on a very simple approximation in which the horizontal stress applied to the model is some proportion of the vertical stress"* [6.53].

Eisdruck

Sich an der Maueroberfläche festsetzendes Eis ist bei niedrigeren Sperren nicht zu vernachlässigen [6.6]. Der Eisdruck kann dabei grösser als die hydrostatische Belastung werden. Die in der Literatur angegebenen Werte streuen zwischen 20 und 300 kN/m' [6.54][6.55].

Explosion/Anprall/Wellen/Wind

Die Eintretenswahrscheinlichkeit einer Explosion infolge Sabotage oder Krieg sowie des Anpralls eines Flugkörpers o.ä. ist so gering, dass wir auf solche Ereignisse nicht näher eingehen [6.56]. Sie gehören zum bewusst akzeptierten Restrisiko, dessen vollständige Eliminierung nicht möglich oder nicht zweckmässig ist. Hingegen kann eine instabile Masse (Fels-/Erdrutsch, Schnee-/Eislawinen) das Tragwerk direkt oder indirekt beanspruchen (Anprall von oben bzw. von Schwallwellen) [6.6]. Sollten hierfür Anzeichen vorliegen, so ist eine separate Untersuchung angezeigt. Windinduzierter Wellenstoss ist für die statische Stabilität der Mauer ebenso wenig von Bedeutung wie die am Sperrenkörper angreifende Windkraft.

6.5 Kombination

Nach SIA 260 [6.1] gründet die Bemessung eines Tragwerks auf sog. Bemessungssituationen. Sie umschreiben die physikalischen Gegebenheiten und Bedingungen innerhalb eines bestimmten Zeitraumes, für die nachzuweisen ist, dass massgebende Grenzzustände nicht überschritten werden. Während der Nutzung unterscheidet man drei Bemessungssituationen (beispielhafte Zuordnung nicht abschliessend):

- *Andauernde Bemessungssituation:* Eigen- und Auflast, Erddruck, Anker/Dübel etc.
- *Vorübergehende Bemessungssituation:*
  - Auflast (z.B. Verkehrslasten)
  - Seespiegel auf minimaler Kote („See leer") oder auf Kote „Stauziel"
  - Zwängungen (z.B. Temperaturwechsel)
  - Eisdruck
- *Aussergewöhnliche Bemessungssituation:*
  - Anprall
  - Seespiegel auf Kote „Bemessungshochwasser" oder „Sicherheitshochwasser"
  - Erdbeben

Daraus abgeleitete Kombinationen von Einwirkungen werden als „Lastfall" bezeichnet [6.1]. Die Anordnung gleichzeitig auftretender Einwirkungen muss physikalisch verträglich sein. Günstig wirkende Einflüsse dürfen nur in Betracht gezogen werden, wenn ihr Auftreten im betreffenden Lastfall stets gesichert ist [6.6]. Zudem gilt der Grundsatz, dass ausserordentliche Einwirkungen zwar mit extremer Wirkung auftreten können, es aber sehr unwahrscheinlich ist, dass diese auch gleichzeitig auftreten werden [6.54]. Nach der Eintretenswahrscheinlichkeit und dem akezptierten Schadensausmass unterteilt man die Lastfälle wie folgt [6.4]:

- *Normalfall:* Betrifft ständige und veränderliche Einwirkungen, die regelmässig am Tragwerk angreifen. Schäden dürfen nicht eintreten.
- *Ausnahmefall:* Betrifft neben den ständigen jene veränderlichen und ausserordentlichen Einwirkungen, die am Tragwerk selten und kurzzeitig angreifen können. Geringfügige Schäden sind zulässig, solange die Nutzung nicht beeinträchtigt wird.

Tab. 6.3 Gebräuchliche Lastfälle für Staumauern während der Nutzung in Anlehnung an die Vorgaben in der Schweiz [6.6][6.36][6.57]. Beim Nachweisbeben handelt es sich um ein MCE.

			Lastfall							
			Normalfall		Ausnahmefall			Extremfall		
			See leer	See voll	Bemessungs-Hochwasser	Eis	Lawine	Sicherheits-Hochwasser	Erdbeben See leer	Erdbeben See voll
Einwirkungen	Ständige	Eigenlast	■	■	■	■	■	■	■	■
		Auflast	■	■	■	■	■	■	■	■
		Erddruck	■	■	■	■	■	■	■	■
		Anker/Dübel	■	■	■	■	■	■	■	■
	Veränderliche	Auflast	■	■	■	■	■	■	■	■
		Wasserdruck[1]		■		■	■			■
		Zwängungen[2]		■	■	■	■	■	■	■
		Eisdruck				■				■ [3]
	Ausserordentliche	Anprall					■			
		Hochwasser[1]			■			■		
		Erdbeben							■	■

Bemerkungen: [1] Auftrieb und Wasserdruck vom Unterwasser (nicht bei Bogenmauern) werden stets angesetzt
[2] Insbesondere Temperaturgefälle/-änderung bei Bogenmauern
[3] Bei Gewichtsmauern beachten, falls vorhanden

- *Extremfall:* Betrifft neben den ständigen und veränderlichen die ungünstigsten ausserordentlichen Einwirkungen, die am Tragwerk angreifen können. Sie sind hypothetisch und durch die physikalischen Grenzen bestimmt. Bedeutendere Schäden sind zulässig, solange kein Versagen des Tragwerks eintritt.

In Tabelle 6.3 sind gebräuchliche Lastfälle aus der Literatur zusammengestellt. Je nach Quelle ergeben sich etwas andere Kombinationen von Einwirkungen. Es obliegt dem verantwortlichen Ingenieur, aufgrund des Sicherheitsplans und den lokalen Vorschriften die ungünstigsten der zu untersuchenden Lastfälle für die verschiedenen Bau- und Betriebsphasen zu definieren [6.6].

6.6 Fundamentlast

Die am Tragwerk angreifenden Einwirkungen erzeugen im Tragwerk Reaktionen: Der Spannungszustand ändert und Verformungen treten auf. Das Kräftespiel wird massgeblich vom *Tragverhalten des Sperrenkörpers* und von der *Nachgiebigkeit des Felsfundamentes* resp. von der Wechselbeziehung im Verformungsverhalten beider Tragwerksteile bestimmt [6.48].

Das *Tragverhalten der Mauerarten* wollen wir anhand von Prinzipienskizzen (Abb. 6.6) kurz erläutern. Hierzu fasst man bereichsweise die am Sperrenkörper angreifenden Kräfte in Resultierenden $\boldsymbol{F}$ zusammen, die als Fundamentlasten den Gründungskörper belasten. Die Richtung und der Betrag der vom Mauerfundament in den Felsuntergrund eingeleiteten Kräfte sind u.a. vom Lastfall abhängig und somit veränderlich.

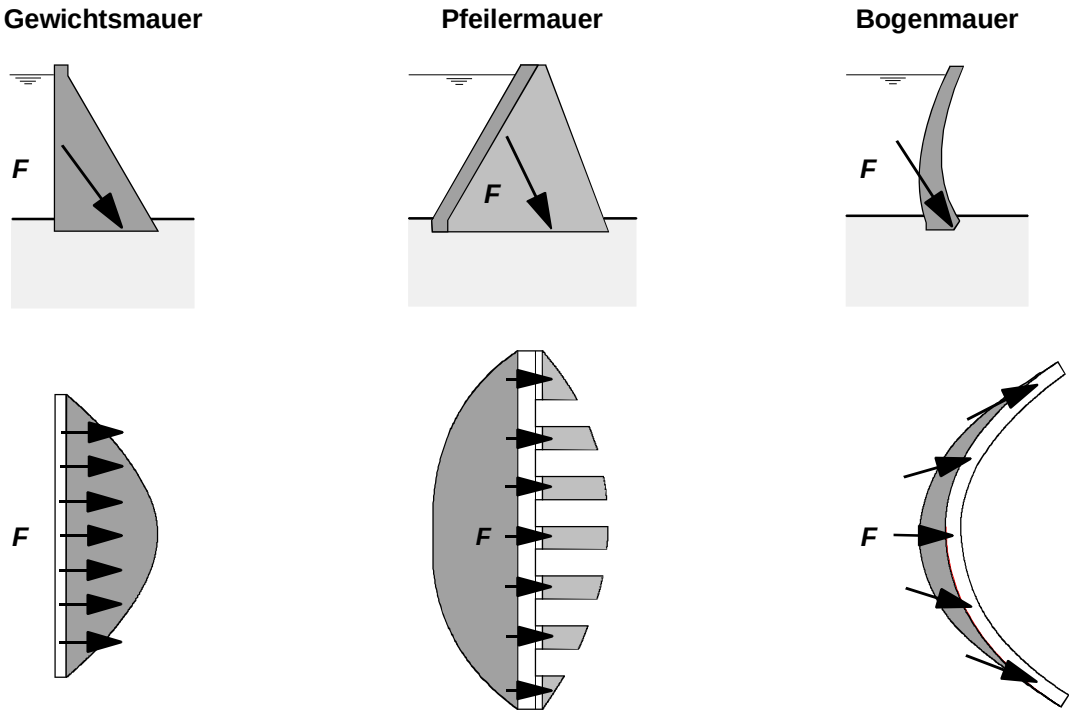


Abb. 6.6 Schematische Darstellung der Tragwirkung einer Gewichts-, Pfeiler- und Bogenmauer im Grundriss und Querschnitt.

Gewichtsmauer

Der Sperrenkörper ist aus Einzelblöcken zusammengefügt, welche unabhängig die auf sie einwirkenden Kräfte in das Felsfundament abtragen. In speziellen Fällen wird die Eigenlast durch vertikale, im Untergrund verankerte Zugglieder erhöht (*vorgespannte Mauern*) oder durch Hohlräume vermindert (*Hohlpfeilermauern*; reduziert auch Auftrieb in Gründungsfläche). Bei *Bogengewichtsmauern* injiziert man die radialen Blockfugen aus, um einen Teil der angreifenden Kräfte über Gewölbewirkung in die Talflanken einzuleiten[*]. Die resultierende Fundamentlast für die massgebenden Lastfälle greift in einer Vertikalebene in der Mitte jedes Mauerblocks an. Die Beanspruchung des Untergrundes erfolgt v.a. in Tallängsrichtung [6.48].

Pfeilermauer

Die geringere Eigenlast wird bei aufgelösten Mauern durch die Wasserauflast kompensiert[†]. Die Krafteinleitung über die stärker beanspruchten Pfeiler in den Felsuntergrund geschieht ebenfalls in Tallängsrichtung. Bei *Pfeilerkopf- und Pfeilerplattenmauern* wird der einzelne Mauerblock (Pfeiler mit dazugehöriger Stützwand) untersucht, wobei man zunächst annimmt, dass sich benachbarte Blöcke nicht gegenseitig abstützen [6.59]. Diese Überlegung fordert möglichst breite Pfeiler, könnten doch Komponenten der äusseren Belastung in Mauerlängsrichtung vorkommen (z.B. durch Erdbeben, Anprall einer instabilen Masse). *Pfeilerbogenmauern* erhalten bei Beschleunigungen quer zur Talrichtung asymmetrische Belastungen auf die gekrümmte Stauwand (inf. Eigenlast, dyn. Wasserdruck). Gleichzeitig verlaufen die resul-

---

[*] DIN 19700, Teil 11 [6.58] empfiehlt, die Bogenwirkung nur als zusätzliche Sicherheit zu werten.

[†] *„This knowledge had already been gained by Italian and Spanish engineers in the 16th century. If the stability, in terms of the inclination of the resultant of the forces, was maintained the same as with the vertical upstream face, a buttress dam inclined 50 % on both faces permitted a theoretical reduction of the dam's mass by 64 %“* [6.49].

tierenden Kräfte in den Pfeilerscheiben nicht mehr talparallel. Diese Einflüsse sind umso stärker, je grösser der Öffnungswinkel des Gewölbes gewählt wird. Die Berücksichtigung ausserordentlicher Einwirkungen führt zu dickwandigen Mauern, weil bei Ausfall eines dünnwandigen Gewölbes der Horizontalschub der Nachbargewölbe nicht mehr aufgenommen werden kann.

Bogenmauer

Diese schlanken Schalen unterscheiden sich grundsätzlich von den bisher besprochenen Mauern. *Zylindermauern* tragen den Wasserdruck in erster Linie horizontal über Bogenwirkung zu den Talflanken ab [6.59]. Ältere Mauern haben oft einen grösseren Öffnungswinkel als modernere, was bei talparallelen Hängen nicht selten sehr kleine Schnittwinkel zwischen den Resultierenden der Bogenkräfte und dem Hang ergibt. Bei *Gleichwinkelmauern* sucht man den Schnittwinkel der Kämpfertangente in einzelnen Horizonten mit den entsprechenden Höhenlinien des Tals konstant zu halten. Bogenmauern mit doppelter Krümmung (*Kuppelmauern*) leiten die angreifenden Kräfte über Schalentragwirkung, d.h. in schrägen Druckbögen über die Gründungsfläche in den Fels ein (Abb. 6.7). Dies setzt voraus, dass die Blockfugen injiziert und ausreichend überdrückt sind. Vor dem Fugenschluss werden alle an den Einzelblöcken angreifenden Kräfte vertikal in den Felsuntergrund geleitet.

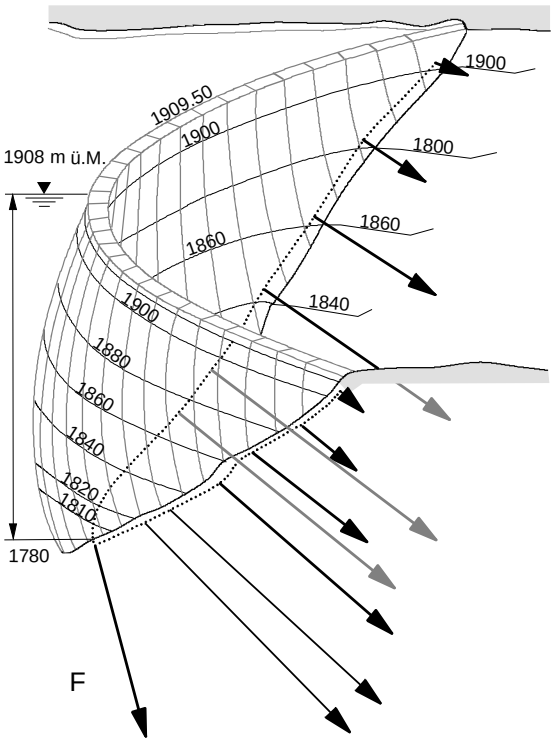


Abb. 6.7 Perspektive der Staumauer Nalps mit den Fundamentlasten für Eigengewicht und Wasserdruck [6.60].

Die *Nachgiebigkeit des Felsfundamentes* ergibt sich aus seinem Aufbau (offene oder gefüllte Trennflächen, weiche Zwischenschichten etc.) und dem zugehörigen Spannungs-Dehnungsverhalten. Die Verformungen des Untergrundes äussern sich vielfältig: So zum Beispiel in Setzungen der Gründungsfläche, Verschiebungen der gesamten Mauer in Tallängsrichtung oder im zyklischen Öffnen und Schliessen von Trennflächen, was mit einer Veränderung der Sickerströmung einhergeht. In manchen Fällen bewirken sie gar ein Aufreissen der Kontaktfuge am seeseitigen Mauerfuss (z.B. Kölnbrein) oder Bruchvorgänge im Mauer- oder im Felsfundament (z.B. In den Schlagen, Zeuzier). Selbstredend hat die Nachgiebigkeit des geklüfteten Felsens Rückwirkungen auf die Fundamentlasten – insbesondere bei Bogenmauern. Die statische Untersuchung dieser räumlichen Tragwerke erfolgte früher vor allem mit dem sog. Lastaufteilungsverfahren, bei dem man die Schale durch einen Trägerrost aus elastisch eingespannten waagrechten Bögen und vertikalen Konsolen substituiert* [6.48]. Da beide Tragele-

* *„As early as 1850 DELOCRE in France conducted the first arch dam analysis and RESAL in 1922 invented the concept of „active arches“ ... In 1922, STUCKY proposed the „arch-wall“ method which became the basis of the Trial Load Method developed in the United States in 1935 for the Hoover dam. ... Today's arch dam designers use either the finite element method or the shell theory, first suggested by PIGEAUD in 1922“* [6.61].

mente in den Schnittpunkten die gleiche Durchbiegung aufweisen müssen, lassen sich die auf Bogen und Konsolen entfallenden Kräfte ermitteln. Die Nachgiebigkeit des Felsfundamentes wird insofern berücksichtigt, als unterschiedliche E-Moduli für den geklüfteten Fels* mit einer linear elastischen Beziehung zwischen Kraft und Verformung in die Berechnung eingehen. Bei Annahme einer an der Seeseite klaffenden Fuge in der Aufstandsfläche rechnet man mit einem erhöhten Sohlwasserdruck, wobei die Risstiefe iterativ bestimmt wird. Damit ergibt sich ein anderes Kräftespiel zwischen Sperren- und Gründungskörper; die Talflanken werden stärker belastet. Die unter diesen Voraussetzungen ermittelten Fundamentlasten werden sodann für eine abschnittsweise Untersuchung des Felsfundamentes zur Verfügung gestellt (Abb. 6.8). Vergleiche zwischen Berechnungsresultaten und Verformungsmessungen im Untergrund zeigen, dass all diese modellmässigen Vereinfachungen durchaus vernünftig sind. Sehr häufig treten aber auch nichtlineare, irreversible Verformungen auf (z.B. aufreissende Trennflächen bei Ersteinstau). Daneben existiert eine ausgeprägte Wechselwirkung zwischen Hydraulik und Mechanik, indem die Verformungen des Felsuntergrundes die Strömungsverhältnisse im durchlässigeren Trennflächengefüge ändern und umgekehrt. Dies belegen die langjährigen, im Kapitel 11.3 erläuterten Messungen im Felsuntergrund der Staumauer Albigna.

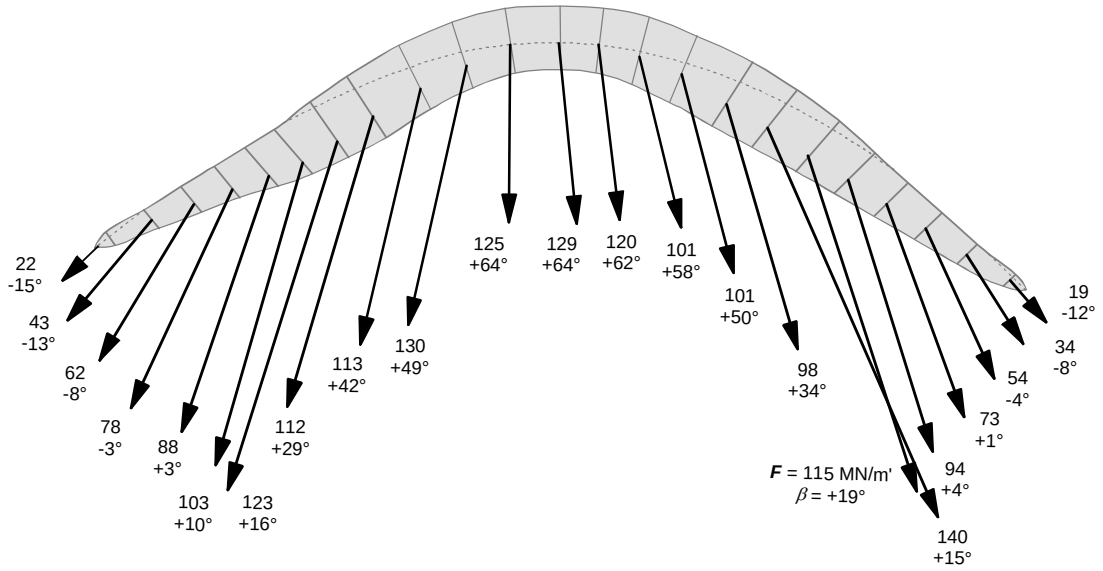


Abb. 6.8 Fundamentlasten ***F*** der Talsperre Kölnbrein in MN/m' mit Angabe ihres Fallwinkels β [6.62].

* Der Betrag und die räumliche Variation des Steifigkeitsverhältnisses E_B/E_F ist von Bedeutung: Bei konstantem $E_B/E_F < 4$ bleibt der Einfluss auf das Kräftespiel im Tragwerk eher gering, bei lokalem $E_B/E_F > 4$ (Mächtigkeit der Zone > Sperrenfussbreite) steigt er markant [6.24][6.28].

6.7 Kinetik

Bei der Untersuchung der Stabilität der Felsfundamente von Staumauern ist die Kenntnis der *Bewegungsrichtung* des als starr angenommenen Bruchkörpers bestimmter Form und Grösse notwendig. Sie ist abhängig von der Raumstellung der ihn begrenzenden Trennflächen und der Richtung der Gesamtresultierenden aller angreifenden Kräfte* ohne allfällige Kontaktkräfte. Letztere hängen vom Bruchmechanismus ab. Vier Fälle können unterschieden werden:

- Gleiten auf einer Ebene: Verschiebung entlang einer Trennfläche in Richtung der resultierenden Kraftkomponente parallel zur Trennfläche.
- Gleiten auf zwei Ebenen: Verschiebung entlang von zwei Trennflächen in Richtung der resultierenden Kraftkomponente parallel zur Schnittlinie.
- Abheben
- Keine Bewegung (z.B. infolge Verhinderung durch umliegenden Fels).

In den beiden ersten Fällen können weitere Trennflächen involviert sein, von welchen sich der potentielle Bruchkörper weg bewegt. Im dritten Fall löst er sich von allen Kontaktflächen.

Welcherart ist nun die Abhängigkeit zwischen der Bewegungsrichtung $\hat{\boldsymbol{m}}$ eines potentiellen Bruchkörpers und der an ihm angreifenden Gesamtresultierenden $\boldsymbol{R}$? Da jede Bewegung des Felskörpers durch $\boldsymbol{R}$ verursacht wird, muss die Translation in Richtung der positiven Komponente von $\boldsymbol{R}$ stattfinden: $\boldsymbol{R} \cdot \hat{\boldsymbol{m}} > 0$ [6.63]. Zusammen mit der in Kapitel 5.3 formulierten kinematischen Bedingung $\hat{\boldsymbol{n}}_k \cdot \hat{\boldsymbol{m}} \geq 0$ für jede Teil- bzw. Trennfläche schränkt diese kinetische Auflage die Bewegungsrichtung des potentiellen Bruchkörpers ein. Im Extremfall wird jede Lageveränderung verhindert. Erlauben die beiden Bedingungen einen Bereich von zulässigen Richtungen, so wird die Bewegung des Felskörpers in Richtung der maximalen positiven Komponente der an ihm angreifenden Gesamtresultierenden erfolgen: $\boldsymbol{R} \cdot \hat{\boldsymbol{m}} = \max$. Die Bestimmung von $\hat{\boldsymbol{m}}$ basiert auf einem iterativen Verfahren, das zuerst $\hat{\boldsymbol{m}} = \boldsymbol{R}$ setzt, dann $\hat{\boldsymbol{m}}$ für jede Teilfläche k der Kontaktfläche auf seine Zulässigkeit hin überprüft und anpasst† [6.63]. Wenn sich für die drei Bedingungen eine zulässige Richtung findet, so handelt es sich um einen sog. „Keyblock“ [6.64]), wobei die Bewegung noch immer durch den Widerstand in der Kontaktfläche verhindert werden kann. Andernfalls verbleibt der Felskörper in seinem Verband (keine Bewegung).

In Kenntnis der Bewegungsart und -richtung lassen sich die Reaktionen in den Kontaktflächen in einer Normal- und einer Scherkraftkomponente zusammenfassen. Der zugehörige Scherwiderstand in den Gleitflächen bzw. Zugwiderstand in den Ablöseflächen wirkt der Bewegung entgegen. Würde man nun den maximalen Scherwiderstand mit Hilfe einer Bruchbedingung berechnen, so wären alle Voraussetzungen für die Bestimmung eines Masses für die Sicherheit gegen Abgleiten geschaffen. Im nächsten Kapitel wollen wir daher auf die in der Felsmechanik gängigen Bruchbedingungen eingehen.

---

* Ein einfaches Lastmodell könnte z.B. folgende mechanischen Einwirkungen beinhalten: Im *Schwerpunkt* die Eigenlast und Ersatzlasten zur Berücksichtigung der dynamischen Einwirkung von Erdbeben, an der *Felsoberfläche* Auflasten, Fundamentlasten, den Sohlwasserdruck sowie vorgespannte Anker und an der *Kontaktfläche* Wasserdrücke. All diese Kräfte lassen sich zu einer Gesamtresultierenden im Schwerpunkt des Bruchkörpers zusammenfassen.

† WARBURTON [6.63] analysiert das Problem mit Hilfe der Vektorgeometrie und stellt ein Ablaufschema zur Verfügung.

7 Festigkeit

Die Relativbewegung zwischen Felsuntergrund und Bruchkörper findet manchmal entlang einer einzigen effektiven Trennfläche statt. Viel häufiger folgen die Gleit- und Ablöseflächen partiell gefüllten Trennflächen, die an Materialbrücken absetzen. Die Natur der Fehlstellen und intakten Gesteinsabschnitte bestimmt die Grenze der Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Beanspruchung: Die *Scherfestigkeit* wirkt den Scherkräften entlang den Gleitflächen, die *Zugfestigkeit* den Zugkräften in den Ablöseflächen entgegen. Letztere wird wegen der Streuung kaum in Rechnung gestellt [7.1]. *Bruch* tritt ein, wenn die potentielle Gleitfläche der am Felskörper angreifenden Gesamtresultierenden keine genügende Reaktionskraft mehr entgegenstellen kann. Bilden sich zunächst nur örtliche Bruchflächen, die sich durch Spannungsumlagerung stetig ausbreiten, so spricht man von einem *progressiven Bruch*. Kennzeichnend ist eine konstante oder steigende Verformungsgeschwindigkeit, ohne dass die Geometrie des Bruchkörpers oder eine äussere Kraft ändert.

Für die Festsetzung von Kennwerten muss zunächst das Scherverhalten von Gestein, Trennflächen und Füllung ermittelt werden. Dies geschieht anhand von *Versuchen*. Die dabei beobachteten Verhaltensweisen werden durch ein Modell – konkret durch *Bruchkriterien* – mathematisch beschrieben. Anweisungen, wie die Scherparameter der Proben im Hinblick auf die Voraussage des Bruchs in der potentiellen Gleitfläche interpretiert und kombiniert werden sollen, sucht man in der Fachliteratur vergebens. Hier müssen einige Hinweise auf wichtige *Einflussfaktoren* genügen. Einen unteren Grenzwert der aufnehmbaren Schubspannung gibt oftmals die *Rückrechnung* von gleichartigen oder vergleichbaren Naturobjekten in der Nähe der Sperrstelle.

7.1 Versuche

Die Untersuchung des Scherverhaltens im Kleinen gründet auf der Vorstellung, die Mechanik von Verformung und Bruch sei qualitativ und quantitativ ähnlich wie im Grossen. Nach dem Ort der Durchführung resp. nach der Grösse der Probe unterscheidet man zwei Arten [7.2]:

- *Laborversuche:* Die Untersuchungen finden an handstückgrossen Proben statt, die dem Felsverband entnommen wurden (nicht mehr ungestört, anderer Wassergehalt). Die Festigkeitseigenschaften lassen sich verhältnismässig schnell und zu geringen Kosten ermitteln.
- *Feldversuche:* Die Prüfung der mechanischen Eigenschaften wird vor Ort an grösseren Felsbereichen in natürlicher Lagerung durchgeführt. Da solche Versuche mit einem erheblichen apparativen, zeitlichen und finanziellen Aufwand verbunden sind (z.B. Vortreiben von Stollen/Schächten, Freischneiden der Proben, Einbau von Druckkissen), werden sie nur im Einzelfall bei besonderen Bauwerken und Fragestellungen vorgenommen [7.3].

Die Übertragbarkeit des Scherverhaltens, wie es sich im Versuch darstellt, auf die Verhältnisse in situ unterliegt gewissen Einschränkungen (Abb. 7.1). Gerade die Wahl und Bearbeitung der Versuchskörper sowie die Versuchstechnik können einen erheblichen Einfluss auf die Ergebnisse und ihre Auslegung haben [7.4]. Um dies zu verdeutlichen, erläutern wir zunächst

einige Aspekte zu den *Proben*. Danach wenden wir uns den gängigen Apparaturen zu, dem *triaxialen* und dem *direkten Schergerät*. Wenn die für gewöhnlich nur wenigen Versuche von praktischem Nutzen sein wollen, so sollten sie die Gegebenheiten so realitätsnah wie möglich abbilden*. Abweichungen müssen minimal gehalten, ihre Auswirkungen auf die Scherfestigkeit verstanden werden. In jedem Fall ist zu prüfen, ob und inwieweit der Versuchsmassstab dem Verhalten in der Natur hinreichend entspricht. Die jeweilige Probengrösse bzw. das Volumen des Versuchskörpers sind bei der Wahl der Versuchsart und bei der Interpretation von Versuchsergebnissen zu beachten [7.6]. Im Labor wurden bislang beide Geräte, im Feld vornehmlich das Direktschergerät eingesetzt [7.4].

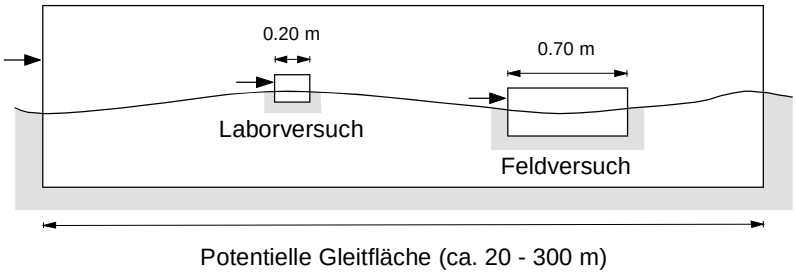


Abb. 7.1 Die Probengrösse bei Labor- und Feldversuchen im Vergleich zur potentiellen Gleitfläche [7.4]. Das Scherverhalten der Versuche mag Gemeinsamkeiten aufweisen; es wird jedoch mit Sicherheit von jenem abweichen, das ein Experiment an der gesamten Gleitfläche ergeben würde. Die Gründe hierfür müssen verstanden werden.

7.1.1 Proben

Eine praktische Schwierigkeit stellt bereits das Auffinden, Aussuchen und Entnehmen von geeigneten Proben dar†. Sie sollen die Eigenschaften der potentiellen Gleitfläche bestens wiedergeben. Im besten Fall liegen sie sogar mehrfach in gleichwertiger Qualität vor. Versuche an grösseren Proben gelten als glaubwürdiger, zumal die Festigkeit massstabsabhängig ist [7.3]. Solche Anforderungen sind aber selbst im Gründungskörper einer Staumauer kaum zu erfüllen. Es ist deshalb nicht einfach, die Ergebnisse einer Reihe scheinbar identischer Proben zu vergleichen und zu einem grundlegenden Verständnis ihres Scherverhaltens zu gelangen [7.4]. Weitere Probleme bieten der Transport ins Labor, die Lagerung (v.a. Wassergehalt), Vorbereitung sowie der Einbau in die Versuchseinrichtung. So kann z.B. ein *Gestein* mit niedriger Festigkeit oder ausgeprägter Anisotropie nach erfolgreichem Erbohren zerbrechen. Noch heikler sind Gesteinsstücke mit einer gemeinsamen *Trennfläche*: Die einen müssen von guter Qualität sein für die Versuche, die andere sollte bis zum Einbau keine Verschiebung erleiden. Feldversuche bieten den Vorteil, dass Probenentnahme, -transport und -lagerung entfallen. Die Untersuchung einer ungestörten *Füllung* wird generell besser in Feldversuchen vorgenommen, weil seine Probenfertigung Probleme bereitet. All diese Gründe sprechen dafür, dass Versuche eher an „gutem“ als an „schlechtem“ Fels durchgeführt werden und damit das Schlussergebnis von zu optimistischen Scherparametern beeinflusst wird [7.3].

---

* *„Although some shear testing was done two to three decades ago at dam sites where problem foundations were recognized, by far the majority of dams have been designed without the benefit of laboratory or in-situ shear tests, and sliding failures have been very few. In the past decade there has been more testing ...“* [7.5].

† Die Lage und Raumstellung von Laborproben mit richtungsabhängigen Merkmalen ist vorher zu notieren [7.4].

7.1.2 Triaxialversuch

Im triaxialen Schergerät kann sowohl die Scherfestigkeit von *Gestein* oder *Füllung* als auch jene von *Trennflächen* ermittelt werden. Im einen Fall stellt sich der Bruch in jener Ebene ein, wo das Bruchkriterium erfüllt ist. Im anderen, weniger üblichen Fall wird der Bohrkern von 5 – 20 cm Durchmesser so in die Zelle eingebaut, dass Gleiten entlang der Trennfläche die wahrscheinlichste Bruchart wird [7.7]. Da im Triaxialversuch der Scherbruch vorherrscht, darf man auch von einem *indirekten Scherversuch* sprechen. Zu Beginn des Versuchs werden zunächst der Axialdruck σ_1 und der Seitendruck σ_3 mit gleicher Intensität bis zu einem vorgeschriebenen Wert erhöht (Abb. 7.2 b). [7.8]. In dieser Belastungsphase ist der Prüfkörper nur einem hydrostatischen Spannungszustand unterworfen. Anschliessend steigert man σ_1 dehnungsgesteuert bei σ_3 = konstant, bis der Höchstwert erreicht oder eine bestimmte Axialdehnung ε des Prüfkörpers überschritten ist. Staucht man die Probe bei gleichem Seitendruck σ_3 noch weiter zusammen, so fällt der Wert der Axialspannung σ_1 entweder auf einen stabilen Restbetrag, bleibt konstant oder nimmt weiter zu (Abb. 7.2 a). Welcher Fall eintritt, hängt von der Gesteinsart, von der Vorgeschichte (gilt nur für Füllung) und dem Seitendruck σ_3 ab:

- Fall $\sigma_{3,a}$: Hier tritt *Sprödbruch* auf, bei welchem die Axialspannung in Begleitung nur geringer Deformationen schlagartig auf einen Restwert absinkt. Die Zahl der Bruch- und Rissflächen ist gering.
- Fall $\sigma_{3,b}$: Beim *Fliessen* (fortschreitende Deformation) bleibt die Axialspannung konstant. Der Restwert ist mit dem Höchstwert identisch.
- Fall $\sigma_{3,c}$: Das Materialverhalten zeigt eine Art „*Duktilität*“, so dass keine deutliche Bruchgrenze definiert werden kann. Die Axialspannung nimmt mit zunehmender Deformation zu. Die Zahl der Bruch- und Rissflächen ist hoch.

Die *Restfestigkeit* ist eine eindeutig definierbare, materialbedingte Grösse, die mit zunehmender Bewegung nicht weiter absinkt [7.8]. Sie hängt ab vom Seitendruck, bei welchem der Initialbruch (Höchstfestigkeit) stattgefunden hat. Das Mass der vorgängig erfahrenen Stauchungen spielt keine Rolle.

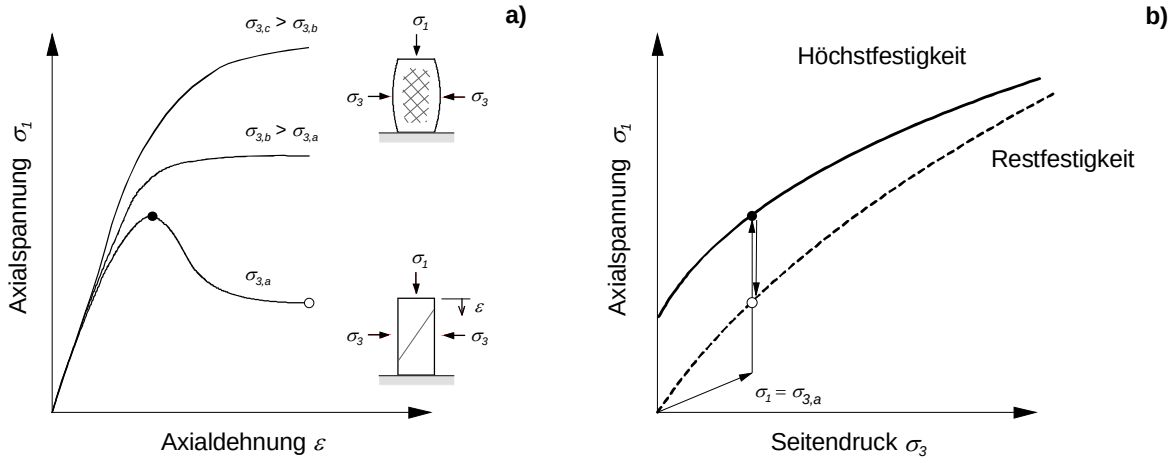


Abb. 7.2 Charakteristische Resultate von Triaxialversuchen an Gesteinsproben mit a) jeweils konstantem Seitendruck ($\sigma_{3,a}$, $\sigma_{3,b}$, $\sigma_{3,c}$) im Spannungs-Dehnungsdiagramm und b) für $\sigma_{3,a}$ im Hauptspannungsdiagramm [7.8]. Zu Beginn des Versuchs wird der Prüfkörper einem hydrostatischen Spannungszustand $\sigma = \sigma_3$ unterworfen. Bei $\sigma_{3,c}$ erfolgt der Bruch duktil, bei $\sigma_{3,a}$ spröde.

Die im Labor gemessene *Höchstfestigkeit* ist selbst bei ungestörten Proben aus vielen Gründen nicht immer repräsentativ für den Wert im Feld (Prüfkörperform, -grösse, -orientierung, Versuchseinrichtung, -dauer, -geschwindigkeit etc.). Die Resultate von Triaxialversuchen an Trennflächen sind nur dann verwendbar, wenn eine Probenhälfte frei gleiten kann und nicht von Reibungskräften an den Enden beeinflusst wird [7.7]. Weitere Nachteile liegen in den kurzen Verschiebungsbeiträgen, der nicht exakten Messung der Öffnungsweite während des Gleitens sowie in der Änderung von Kontaktfläche und Normalspannung [7.9]. Untersuchungen zum Einfluss des Porenwasserdrucks bieten keine technischen Schwierigkeiten: Alle Versuchstypen – konsolidiert-drainiert, konsolidiert-undrainiert und unkonsolidiert-undrainiert – sind möglich. Dies ist hilfreich für Versuche an Trennflächen mit feinkörniger Füllung [7.10].

Nach dem Konzept des *Triaxialversuches mit kontinuierlichen Bruchzuständen* [7.7] lassen sich die Grenzen der Höchst- und Restfestigkeit für einen weiten Wertebereich des Seitendrucks mit einem einzigen Prüfkörper ermitteln. Daneben können zum Vergleich auch *Grossversuche* in situ von Nutzen sein. Solche wurden vereinzelt durchgeführt, wie in Kurobe (JP; Probekörper: 1.4 m x 2.8 m x 3.3 m) oder in Punt dal Gall (CH) [7.4]. Setzt man beim Triaxialversuch keinen Seitendruck an, so handelt es sich um einen *einaxialen Druckversuch*. Die einachsialen Druckfestigkeiten geben trotz ihrer Streuung recht nützliche Hinweise auf die Heterogenität der Gründungsfläche oder die Anisotropie des Korngefüges [7.1].

7.1.3 Direkter Scherversuch

Der Versuch wird vor allem zur Ermittlung der Scherfestigkeit von *Trennflächen* – teils mit *Füllung* – sowie der Gründungsfuge benutzt. Für *Gestein* ist er weniger geeignet [7.10]. Im Labor baut man den Probekörper von 150 – 2400 cm^2 Fläche so in den Scherkasten ein, dass beide Trennflächenwandungen in je einer Scherkastenhälfte liegen. Anschliessend wird die Normalspannung σ aufgebracht und die Schubspannung τ horizontal resp. parallel zur Trennfläche eingeleitet. In der Folge erhöht man τ verformungsgesteuert bei σ = konstant, bis der Höchstwert erreicht oder eine bestimmte Scherverschiebung Δu überschritten ist (Abb. 7.3). Schert man die Prüfkörperhälfte bei gleicher Normalspannung noch weiter ab, so fällt der Wert der Scherspannung auf einen stabilen Restbetrag oder bleibt konstant. Welcher Fall ein-

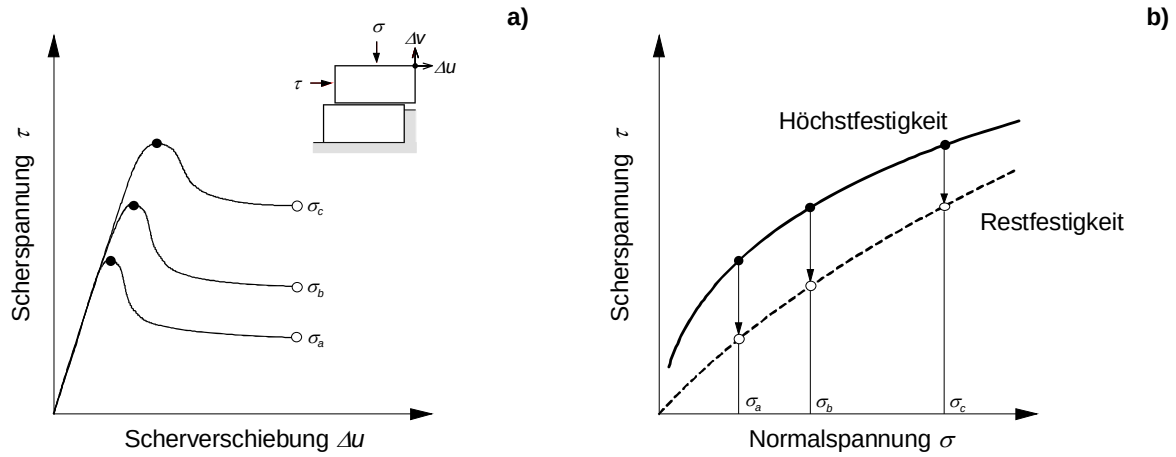


Abb. 7.3 Charakteristische Resultate von direkten Scherversuchen an Trennflächenproben mit jeweils konstanter Normalspannung (σ_a, σ_b, σ_c) in Funktion der a) Scherverschiebung und b) jeweiligen Normalspannung [7.11].

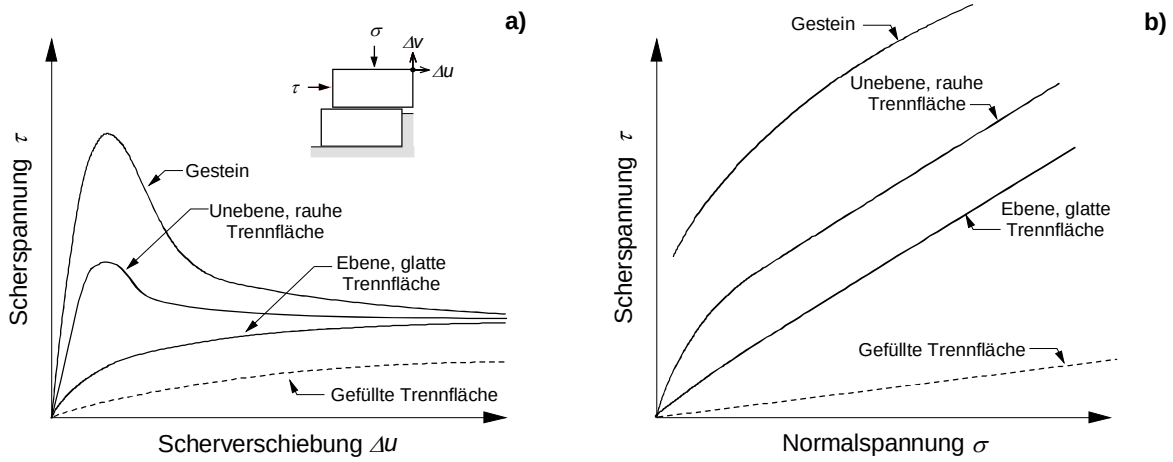


Abb. 7.4 Typische Scherkurven für unterschiedliche Proben in Funktion der a) Scherverschiebung für σ = konstant und b) Normalspannung [7.4][7.12].

tritt, hängt von der Gesteinsart, den Trennflächeneigenschaften, der Vorgeschichte und der Normalspannung ab (Abb. 7.4). Bei konstanter Normalspannung zeigen unebene, ungefüllte oder rauhe Trennflächen nach Erreichen des Höchstwertes ein rasches Absinken bei weiterer Scherverschiebung (Abb. 7.4 a). Der Bruch tritt ohne Warnung auf und manifestiert sich durch unerwartete starke Verformung. Frühere Bewegungen sind gefährlich, weil sie rascher zum beschleunigten Bruchvorgang überleiten. Ebene, gefüllte oder glatte Trennflächen oder solche mit Versatz streben direkt dem Restwert zu; der Bruch kündigt sich an durch vorangehende Deformation. Abbildung 7.4 b) stellt schematisch die Grenzkurven der Festigkeit dar. Gut sichtbar ist vor allem der Einfluss der Füllung: Ohne Füllung wird der Verlauf der Grenzkurve von den Unebenheiten der Trennfläche, mit einer dicken Füllung vom Füllmaterial alleine bestimmt.

Die Relativbewegung der beiden Prüfkörperhälften erfolgt bei unebenen Trennflächen in festem Gestein nicht nur parallel, sondern auch senkrecht zur Scherebene. Ein solches Öffnen bezeichnet man als *Dilatanz*, Volumenzunahme oder Aufgleitung*. *Kontraktanz* – ein Schliessen der Trennflächen während des Abscherens – kommt v.a. bei hoher Normalspannung in weichem Gestein, bei verwitterten Trennflächen oder feinkörniger Füllung vor. Die durch die Unebenheit bedingte Dilatanz setzt sofort nach Versuchsbeginn ein. Mit zunehmender Normalspannung verringert sich die Volumenzunahme, weil ein grösserer Teil der Unebenheit abschert [7.13]. Der direkte Scherversuch bietet den Vorteil, dass neben der Scherverschiebung Δu die Dilatanz Δv fortwährend gemessen und daraus der *Dilatanzwinkel* $i = \tan^{-1}(\Delta v/\Delta u)$ berechnet werden kann [7.14].

Die *Höchstfestigkeit* bleibt eine unsichere Grösse. Sie hängt stark von der Normalspannung, den Abmessungen und Oberflächeneigenschaften der Trennflächenprobe ab [7.15]. Je niedriger die Normalspannung, desto grösser ist der Abfall vom Höchst- zum Restwert. Systematische Untersuchungen an Trennflächen ergaben, dass mit wachsender Scherfläche die Höchstfestigkeit ab- und die zugehörige Scherverschiebung zunimmt [7.16][7.17]. Laborversuche zeigen damit eine eher übertriebene Höchstfestigkeit bei zu geringen Verschiebungswegen.

* Beim oberflächennahen Abgleiten eines Felskörpers wird die Dilatanz in der Gleitfläche nur durch die Normalkraftkomponente der Gesamtresultierenden behindert.

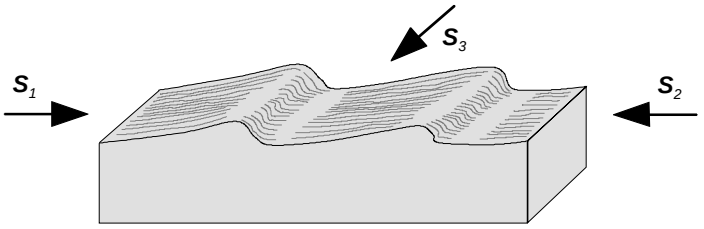


Abb. 7.5 Die Richtung der Scherkraft ***S*** beeinflusst den Betrag der Scherfestigkeit [7.4].

Die *Restfestigkeit* ist unabhängig von den Abmessungen und Oberflächeneigenschaften der Trennflächenprobe, da alle Unebenheiten abgeschert sind [7.15]. Der an das Normalspannungsniveau gebundene Minimalwert stellt sich nach langem Scherweg ein: Im Labor mag dies nach wenigen Millimetern bis Zentimetern der Fall sein, im Feld kommen Unebenheiten in einem anderen Massstab ins Spiel* [7.13]. Die Kurve für die Dilatanz weist gleichzeitig eine horizontale Tangente auf.

Beim direkten Scherversuch können vorgegebene Normal- und Scherkräfte sowie die Schergeschwindigkeit unabhängig von einander gemessen und gesteuert werden [7.9]. Unterschiede in der Aussagekraft der Versuche bestehen dennoch, weil die vorhandenen Einrichtungen und die Bedingungen der Durchführung erheblich differieren (begrenzter Scherweg, Abnahme der realen Scherfläche, wiederholtes Testen gleicher Proben etc.). Wichtig ist der korrekte Einbau von Probekörpern mit richtungsabhängigen Gefügemerkmalen. Abbildung 7.5 zeigt eine Schichtfuge mit Rippelmarken: Je nach Richtung der Scherkraft wird sich hier wohl eine andere Festigkeit einstellen [7.4]. Der Einfluss des Wasserdrucks auf den Schervorgang lässt sich anhand von drainierten (Standard) oder undrainierten Versuchen prüfen [7.17].

Vergleicht man die Ergebnisse von indirekten Scherversuchen (Abb. 7.2) mit denjenigen von direkten Scherversuchen (Abb. 7.3), so fällt eine weitgehende Ähnlichkeit auf: Sowohl die Kurven für die σ-ε-Beziehung bzw. τ-u-Beziehung als auch jene mit den Höchst- und Restfestigkeitsgrenzen weisen grundsätzlich die gleiche Form auf. Das in der Folge entwickelte Konzept des *direkten Scherversuchs mit kontinuierlichen Bruchzuständen* [7.11] erlaubt, die Umhüllende der Höchst- und Restfestigkeit mit Hilfe eines einzigen Prüfkörpers zu bestimmen. Die Welligkeit von Trennflächen lässt sich teilweise mit Grossversuchen *in situ* erfassen†. Je ausgedehnter dabei die Testfläche des Prüfkörpers ist, umso wahrscheinlicher sollte der Einfluss der geometrischen Abweichungen von der ebenen Trennfläche in den Versuchsergebnissen enthalten sein [7.19]. Gemeinhin arbeitet man drei bis fünf Probekörper von ca. 0.7 m x 0.7 m x 0.35 m mit Schlitzsägen oder eng gesetzten Bohrungen aus dem anstehenden Fels heraus, so dass die Trennfläche die Kontaktfläche bildet. Eine geringe Neigung der Scherkraft durch den Schwerpunkt der Kontaktfläche verhindert eine Rotation des Prüfkörpers [7.2]. Anker nehmen die Reaktionskräfte auf [7.13]. In der Literatur wird auch von Scherversuchen an sehr grossen Probekörpern berichtet, wie z.B. von Jupia (BR; 5.5 m x 5.5 m x 4.6 m) [7.20], Mequinenza (ES; 4 m x 4 m und 1.5 m x 1.5 m x 8.0 m) [7.21], Kurobe (JP; 3.5 m x 2.5 m x 2.5 m) [7.22] oder Grancarevo (BA; 2.8 m x 1.8 m) [7.23].

---

* Eine solche Scherverschiebung zerstört einen allenfalls vorhandenen Dichtungsschleier, wodurch sich die Verteilung des Schirmdrucks ändert. Die Verschleissprozesse in der Gleitfläche erzeugen zudem Abrieb, dessen Menge von der Gesteinsfestigkeit, der Oberflächenbeschaffenheit der Scherfläche und der Normalspannung abhängt. Es bleibt offen, ob die Drainage unter solchen Bedingungen noch funktionieren wird.

† Der älteste bekannte Feldversuch wurde Ende der Dreissigerjahre für die Pfeilerstaumauer Beni Bahdel (AL) durchgeführt [7.18]. Heute realisiert man aus technischen, organisatorischen und v.a. finanziellen Gründen praktisch keine Grossscherversuche mehr, weil für den gleichen Preis eine Vielzahl von Labordaten geliefert werden können [7.1]. Zudem stammen die niedrigsten Festigkeitswerte oft aus dem Labor, da hier der Einfluss der Ebenheit fehlt.

7.2 Bruchkriterium

Um die Scherfestigkeit zu beschreiben, ist ein Bruchkriterium notwendig. Es definiert die Spannungszustände, bei welchen Bruch bzw. Fliessen eintritt. Mit seiner Hilfe können die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen ausgewertet, dargestellt und eingeordnet werden. Das Bruchkriterium soll möglichst einfach sein und die Beziehungen der Hauptspannungen untereinander im Bruch- bzw. Fliesszustand wiedergeben. Die Parameter zur Umschreibung des Bruchzustandes müssen gut experimentell bestimmbar sein. Nur so können sie die Grundlage für die Untersuchung des vorliegenden Stabilitätsproblems bilden [7.24].

7.2.1 Lineares Bruchkriterium

Im *isotropem Gestein* lassen sich die im *Triaxialversuch* im Bruchzustand gemessenen Spannungen im τ-σ-Diagramm in Form eines MOHR'schen Spannungskreises darstellen (Abb. 7.6 a) [7.25]. Die Abschnitte auf der Abszisse entsprechen den maximal zulässigen Hauptspannungen. Die Einhüllende der aus verschiedenen Einzelversuchen an gleichen Proben erhaltenen Spannungskreise stellt das Bruchkriterium dar. Sie lässt sich durch eine COULOMB'sche Gerade annähern, deren Verlauf von den in den Felsböschungen und -gründungen auftretenden Spannungszuständen abhängt. τ_f bezeichnet die im Bruchzustand resultierende Schubspannung in der Ebene mit Fallwinkel β, σ_f die entsprechende Normalspannung. Die *Kohäsion* c_G und der *Winkel der inneren Reibung* φ_G sind die effektiven Scherparameter des Gesteins. In Abbildung 7.6 b) erscheint das Ergebnis jedes Versuches als Punkt im Hauptspannungsdiagramm. Diese Darstellung hat den Vorteil, dass sich die mittleren Scherparameter mit Hilfe einer ausgleichenden Geraden direkt bestimmen lassen. In beiden Diagrammen trennt die MOHR-COULOMB'sche Bruchgerade Spannungszustände, für welche die Scherfestigkeit des Gesteins überschritten (oberhalb) oder noch nicht erreicht ist (unterhalb). Auch nach Überschreiten der Höchstfestigkeit kann das Gestein noch Schubspannungen in einem begrenzten Umfang übertragen. Dies erfolgt vor allem über Reibung, wobei der *Restreibungswinkel* $\varphi_{G,r}$ nicht mit φ_G übereinstimmen muss. Der Restwert der *Kohäsion* $c_{G,r}$ liegt – sofern noch vorhanden – deutlich unter c_G.

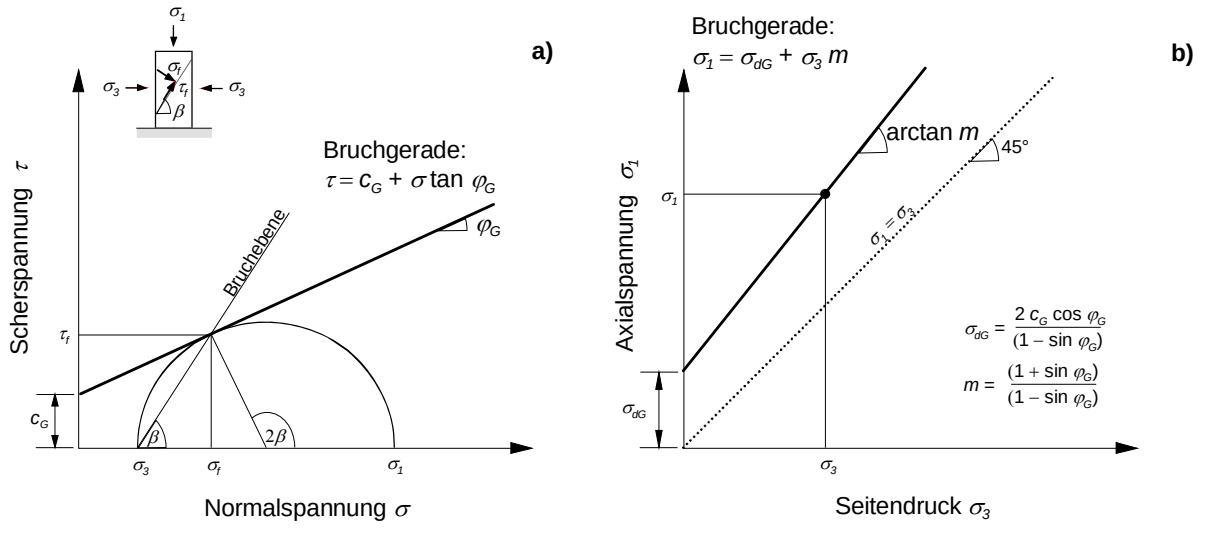


Abb. 7.6 MOHR-COULOMB'sches Bruchkriterium für Gestein im a) τ-σ-Diagramm und b) Hauptspannungsdiagramm [7.25].

Im *anisotropem Gestein* hängt die Festigkeit von der Richtung der Hauptspannung ab [7.25]. Die Bruchfläche ist durch die Paralleltextur vorgegeben, die Umhüllende richtungsabhängig. Bei Belastungen senkrecht und parallel zur Paralleltextur wird die Festigkeit durch jene des isotropen Gesteins bestimmt. Bei abweichenden Belastungsrichtungen entstehen Schubspannungen in der Gefügeebene, so dass deren niedrigere Scherfestigkeit zunehmend die Festigkeit des Prüfkörpers bestimmt. Die Abminderung berücksichtigt man durch die Wahl entsprechender *Scherparameter φ_S und c_S*. Je nach Belastungsrichtung und Seitendruck gelten folglich andere Scherparameter, die zwischen φ_S und φ_G bzw. c_S und c_G liegen. Da der Versuchsaufwand zur Bestimmung der Richtungsabhängigkeit der Festigkeit für verschiedene Seitendrücke sehr hoch ist, werden die Scherparameter der Gefügeebene meist aus den Ergebnissen von einaxialen Druckversuchen hergeleitet oder im direkten Scherversuch ermittelt.

Die Ergebnisse von *indirekten Scherversuchen* an Trennflächen werden anders ausgewertet. Hier deutet man die Scherfestigkeit für einen Normalspannungsbereich – $\sigma°$, $\tau°$ in Abbildung 7.7 entspricht jener in der potentiellen Gleitfläche – durch eine COULOMB'sche Gerade mit einem Kohäsions- und einem Reibungsteil* [7.17][7.26]. Der Ordinatenabschnitt bei der Normalspannung null definiert die *Kohäsion c_T*, die Steigung der Bruchgeraden tangential an die Grenzkurve der Festigkeit den *Reibungswinkel φ_T*. Den Verlauf der Höchst- und Restfestigkeit zeigen beispielhaft die in Abbildung 7.3 b) aufgezeichneten, für rauhe Trennflächen typischen Scherkurven. Die Kohäsion c_T ist keine „echte" Kohäsion in Sinne einer Zugfestigkeit (dies wäre z.B. c_F aus einer Füllung); sie ergibt sich vielmehr „scheinbar" durch das Abscheren von Unebenheiten wegen der behinderten Dilatanz bei hoher Normalspannung. Mit wachsender Normalspannung nimmt die „scheinbare" Kohäsion zu, der Reibungswinkel ab [7.27]. Analog zu den Triaxialversuchen wird wiederum zwischen den *Scherparametern c_T und φ_T für die Höchstfestigkeit* sowie *$c_{T,r}$ und $\varphi_{T,r}$ für die Restfestigkeit* unterschieden. Die Restkohäsion $c_{T,r}$ ist praktisch gleich null. Der langsam fortschreitende Verlust der „scheinbaren" Kohäsion ist ein sehr komplexes Problem, bei welchem neben dem Bruch der Verzahnung und der Unebenheiten die gleichzeitige Entwicklung von Gleitreibung eingeschlossen ist [7.11]. Das Abscheren der Unebenheiten bewirkt $\varphi_{T,r} < \varphi_T$.

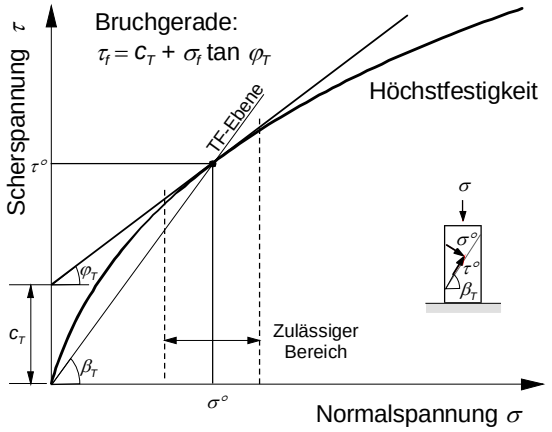


Abb. 7.7 COULOMB'sches Bruchkriterium für eine Trennfläche mit Fallwinkel β_T. Die bei $\sigma°$, $\tau°$ tangential an die Hüllkurve angelegte Bruchgerade wird durch das Wertepaar c_T und φ_T bestimmt.

Das *MOHR-COULOMB'sche Bruchkriterium* hat sich seiner Einfachheit wegen *in der Geotechnik durchgesetzt*. Obschon nur für die Hauptspannungen aus Triaxialversuchen ohne Einschränkung anwendbar, benutzt man es gleichermassen zur Auswertung direkter Scherversu-

* Die lineare Approximation einer konkaven Grenzkurve ist nur für einen bestimmten Bereich der Normalspannung zulässig, dessen Breite von der Krümmung abhängt [7.17]. Innerhalb dieses Bereichs spielt die wirkliche Spannungsverteilung in der Trennfläche keine Rolle. Fallen die effektiven Normalspannungen aus dem Bereich, z.B. infolge Erhöhung des Kluftwasserdrucks, so muss dies mit einer Änderung der Scherparameter einhergehen. Darüber hinaus mahnt der Verlauf der Bruchkurve zur Vorsicht bei der Extrapolation von Daten in Bereiche ausserhalb der geprüften Zustände [7.26].

che, weil sich die Scherparameter so gut vergleichen lassen [7.3]. Der lineare Ansatz mag für viele Bedürfnisse aus der Praxis genügen, kann aber zu Komplikationen im Verständnis des Bruchmechanismus führen. In der Fachliteratur wird denn auch von normalspannungsabhängigen, empirisch hergeleiteten Bruchbedingungen berichtet. Sie korrigieren den Reibungswinkel für die Restfestigkeit, um die Oberflächenbeschaffenheit der Trennfläche miteinzubeziehen.

7.2.2 Bilineares Bruchkriterium

Der Scherwiderstand in einer potentiellen Gleitfläche geht aus der Kohäsion, der Reibung, der Verzahnung und der Dilatanz hervor[*]:

- *Kohäsion:* Die echte Kohäsion c_G, c_S oder c_F steht für eine innere Bindung, die auch ohne Normalspannung noch vorhanden ist. Man findet sie in Materialbrücken, Kristallfüllung, feinkörniger Füllung etc..
- *Reibung*[†]*:* In einer *ebenen* Trennfläche ohne Füllung ist in den Berührungspunkten eine materialgebundene Reibung vorhanden, solange dort Normalspannungen wirken. Das Verhältnis zwischen der Scher- und der Normalspannung wird durch den Reibungskoeffizienten $\mu = \tau/\sigma$ resp. durch den Reibungswinkel φ mit $\mu = \tan \varphi$ ausgedrückt. Eine *ebene, glatte* Trennfläche in einem feinkörnig-weichen Gestein weist einen niedrigeren, in einem grobkörnig-harten Gestein einen höheren Reibungswinkel φ_b auf („basic friction angle“) [7.26]. Eine *ebene, rauhe* Trennfläche verliert ihre kleinen Unregelmässigkeiten im Laufe der Scherverschiebung, bis sich $\varphi_{T,r} \approx \varphi_b$ einstellt [7.4]. Er ist unabhängig von der Normalspannung, der Prüfkörpergrösse und der weiteren Relativverschiebung.
- *Verzahnung:* In einer *unebenen, rauhen* Trennfläche ohne Füllung bewirkt das Ineinandergreifen der Trennflächeränder einen kombinierten Prozess von Aufgleiten und Abscheren [7.10]. Mit steigender Normalspannung treten die Aufgleitvorgänge zurück, bis nur noch Abschervorgänge stattfinden. Dementsprechend wird der Reibungswinkel φ_T zunehmend kleiner. Die Differenz von Höchst- und Restfestigkeit gibt den Einfluss der Verzahnung wieder. Mit zunehmender Scherverschiebung brechen die Unregelmässigkeiten ab und φ_T sinkt auf $\varphi_{T,r}$.
- *Dilatanz:* Bei Behinderung der Dilatanz erhöht sich in einer *unebenen, rauhen* Trennfläche ohne Füllung die Normalspannung und somit der Reibungswiderstand. Bei niedriger Normalspannung gleiten die beiden Trennflächenränder während der gegenseitigen Verschiebung unter dem Winkel i auf [7.29][7.30]. Mit wachsender Normalspannung finden keine Verschiebungen mehr orthogonal zur Trennfläche statt: Es scheren die Unebenheiten ab.

Angesichts dieses Sachverhalts vermag ein lineares Bruchkriterium die Höchstfestigkeit einer *unebenen, rauhen* Trennfläche ohne Füllung nicht zutreffend zu beschreiben. Stattdessen kann man näherungsweise ein bilineares Bruchkriterium (Abb. 7.8) verwenden, das von der

---

[*] Die ersten bekannten Studien in der Tribologie gehen auf LEONARDO DA VINCI (1452-1519) zurück. Er stellte fest, dass der Reibungswiderstand proportional zur Normalkraft ist. 1734 formulierte AMONTON aufgrund eigener Experimente die Hypothese, dass sich Unebenheiten verzahnen und die Oberflächen bei einer Relativbewegung über die Unebenheiten zur nächsten Verzahnung gehoben werden müssen. EULER (1750) und COULOMB (1785) stützten diese Hypothese [7.28].

[†] Nach dem Reibungsgesetz wächst die Gleitreibung proportional zur Normalkraft unabhängig von der Auflagefläche. Bisherige Modelle erklären dies über kleinste Unregelmässigkeiten an den Oberflächen, welche die wirkliche Auflagefläche erheblich verkleinern. Diese werden bei grösserer Normalkraft in die Unterlage gedrückt, wodurch die bremsende Fläche und damit der Scherwiderstand zunehmen.

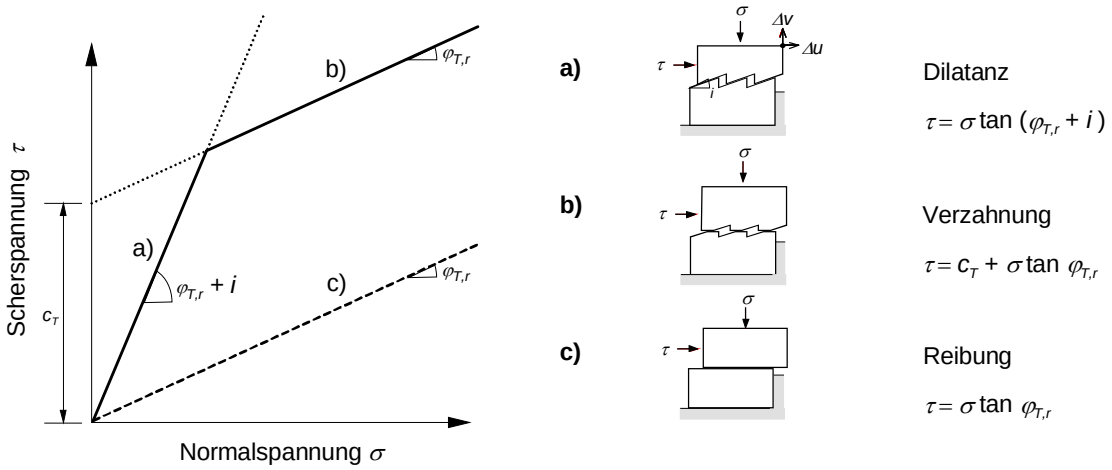


Abb. 7.8 Bilineares Bruchkriterium für eine Trennfläche (ohne echte Kohäsion) [7.29].

Annahme ausgeht, unterhalb einer bestimmten Normalspannung fänden nur Aufgleitvorgänge, oberhalb nur Abschervorgänge statt [7.6]. Die Bruchbedingung für den *Aufgleitvorgang* enthält als Reibungskoeffizienten den Tangens von ($\varphi_{T,r} + i$), wobei i für den mittleren Einfallswinkel der Unebenheiten in Scherrichtung steht (Abb. 7.8 a) [7.29][7.30]. Für ebene Trennflächen ist $i = 0$. Im Bereich hoher Normalspannungen werden die Unebenheiten nach Überschreiten der Materialfestigkeit an ihrer Basis abgeschert. Die für den *Abschervorgang* gültige Bruchbedingung müsste deshalb die Scherparameter des Gesteins enthalten (mit „scheinbarer" Kohäsion für die Wirkung der Verzahnung; Abb. 7.8 b). Für den Reibungswinkel setzt man der Einfachheit halber meist nur $\varphi_{T,r}$ ein (Abb. 7.8 c). Für die Überschreitung der Scherfestigkeit infolge Aufgleiten bzw. Abscheren ist jeweils dasjenige Bruchkriterium massgebend, das den kleineren Wert für die aufnehmbaren Schubspannungen ergibt. Bei gefüllten Trennflächen wird die Scherfestigkeit durch die Scherparameter der Füllung bestimmt.

Die Schwierigkeit, das bilineare Bruchkriterium auf natürliche Trennflächen zu übertragen, liegt zum einen in der quantitativen Erfassung der Ebenheit. Wäre diese in der jeweiligen Richtung der potentiellen Gleitbewegung bekannt, so könnte man daraus den Dilatanzwinkel i bestimmen. Zum andern wurde die Bruchbedingung an übersichtlichen sägezahnförmigen Modellen hergeleitet, die mit den sehr viel komplizierteren Oberflächengeometrien in der Praxis wenig gemein haben. Damit ergeben sich keineswegs die idealisierten, sondern kontinuierlich gekrümmte Grenzkurven für die Höchstfestigkeit [7.1].

7.2.3 Nichtlineares Bruchkriterium

In der Vergangenheit wurde wiederholt versucht, das Scherverhalten von Trennflächen exakter nachzubilden. So führt die Literatur manche Vorschläge auf zur Abrundung der bilinearen Kurve, wovon nur jene der folgenden Autoren eine gewisse Akzeptanz fanden [7.3]:

- *LADANY-ARCHAMBAULT:* Nach dem Studium des graduellen Übergangs vom Aufgleiten zum Abscheren kombinierten sie den Beitrag von Reibung, Dilatanz und Verzahnung zu einer Beziehung für die Höchstfestigkeit [7.31]. Sie erwies sich in Untersuchungen an idealisierten Modellgeometrien als zutreffend [7.7]. Allerdings schränken die vielen, selbst unter Laborbedingungen nur schwer bestimmbaren Parameter die Anwendbarkeit stark ein [7.12].

- *BARTON:* Um die schwierige Ermittlung des Dilatanzwinkels zu umgehen, entwickelte er anhand von Modellversuchen empirisch eine nichtlineare Gesetzmässigkeit für die Hüllkurve der Höchstfestigkeit [7.9][7.32][7.33]. Der Beitrag der Rauhigkeit wird mit einem Koeffizienten beschrieben, den man visuell anhand vorgegebener Profile ermittelt und mit einem Faktor für den Verwitterungsgrad und die Normalspannung korrigiert. Obschon der Ansatz mehrfach überarbeitet wurde, bestehen weiterhin gewichtige Vorbehalte. So ist zum Beispiel der eingebaute Einfluss der Spannungsverhältnisse physikalisch nicht begründbar und die Sensitivität der Ergebnisse auf die umstrittene Bestimmung der Koeffizienten erheblich [7.34].

Grenzkurven für die Höchstfestigkeit natürlicher Trennflächen zeigen einen gekrümmten Verlauf. Nichtlineare Bruchkriterien mögen einen solchen zwar besser wiedergeben, doch verhindern gerade die Probleme bei ihrer Anwendung eine breite Akzeptanz [7.3]. Hinzu kommt die Erschwernis, eine zutreffende Grenzkurve für die Verhältnisse in situ festzulegen. In Stabilitätsuntersuchungen auf der Grundlage der Grenzgleichgewichtsmethode wird aus diesem Grund das lineare Bruchkriterium nach MOHR-COULOMB verwendet [7.17]. Im nächsten Kapitel wird v.a. die Frage der Linearisierung der Bruchbedingung näher ausgeleuchtet.

7.3 Scherparameter

7.3.1 Einflussfaktoren

Gesteinsart

Gesteine mit einer *richtungslosen Textur* können hinsichtlich ihrer Festigkeit als isotrop, solche mit einer *Paralleltextur* als anisotrop angesehen werden. Da Korngefüge mit Ebenen abgeminderter Festigkeit bei allen Gesteinsarten vorkommen, lassen sich keine eindeutigen Aussagen zur Festigkeit formulieren. Erfahrungsgemäss weisen aber die meisten magmatischen und metamorphen Gesteine eine höhere, Sedimentgesteine eine tiefere Festigkeit auf. Durchschneidet eine potentielle Gleitfläche verschiedene Gesteinsarten, so kann das kombinierte mechanische Verhalten von jenem der einzelnen Arten abweichen [7.35]. Mit wachsender Gesteinsfestigkeit steigt die mechanische Bedeutung des Flächengefüges, weil der Widerstand entlang den Trennflächen im Vergleich zu jenem in der Matrix deutlich sinkt [7.36]. Gleichzeitig wird die Wirkung von Materialbrücken und von Unebenheiten auf die Scherfestigkeit potentieller Gleitflächen immer dominanter.

Trennflächenart

Von den *potentiellen* und *effektiven Trennflächen* verdienen folgende spezieller Beachtung:

- *Störungen:* Ihr Versatz weist auf ein Überschreiten der Höchstfestigkeit hin. Bei Störungs- und Scherflächen bestimmt vielfach ein Belag aus Tonmineralien, Glimmer o.ä. mit sehr niedrigen Reibungswinkeln den Betrag der Restfestigkeit. Wenn die Richtung potentieller Gleitbewegungen deutlich von jener einer früheren Bewegung abweicht, dürfen gegebenenfalls höhere Parameter angesetzt werden. Bei Störungs- und Scherzonen kann die Füllung eine Mächtigkeit von mehreren Metern erreichen [7.37].
- *Klüfte:* Die hohe Scherfestigkeit rauher ungefüllter Klüfte hängt vom Grad der Verzahnung und der Öffnungsweite ab. Erstrecken sie sich mit einer Füllung über Zehnermeter und sind die Ränder verwittert, so ist mit tieferen Festigkeitswerten zu rechnen [7.37].

- *Magmatische Gesteine:* Schichtfugen, Decken und Zwischenschichten weisen ein hohe Kontinuität auf. Ihre Scherfestigkeit kann je nach Zusammensetzung stark variieren.
- *Sedimentgesteine:* Je nach Entstehungsgeschichte entstehen auf Schichtflächen Strukturen kleinerer oder grösserer Rauhigkeit. Ungleichmässigkeiten des Absetzungsvorganges, unterseeische Rutschungen, Setzungen, Schwindrisse etc. schaffen häufig weitere Unstetigkeiten in den Schichtfugen, die manchmal einer feinen Verzahnung gleichkommen [7.38]. Angesichts ihrer Erstreckung empfiehlt sich eine sorgfältige Erhebung der Scherparameter.
- *Metamorphe Gesteine:* Geschlossenen Schieferungsfugen können je nach Aufbau sehr unterschiedliche Festigkeitswerte zeigen. Sie müssen von Fall zu Fall erhoben werden.

Flächengefüge

Die Eigenschaften des Flächengefüges können die Festigkeit folgendermassen beeinflussen:

- *Form:* In der Literatur finden sich keine Angaben zur Festigkeit gekrümmter Trennflächen.
- *Erstreckung:* Je geringer die räumliche Erstreckung von Trennflächen, desto häufiger kommen Materialbrücken vor.
- *Ebenheit:* Die verzahnten grossmassstäblichen Unregelmässigkeiten werden bei kleinen Normalspannungen nicht abgeschert, sondern bewirken rein geometrisch eine Bruchkörperbewegung normal zur mittleren Trennflächenebene [7.39]. Damit ändert sich der scheinbare Fallwinkel der potentiellen Gleitrichtung um den richtungsbezogenen Winkel i für die Flankenneigung der Unregelmässigkeiten (Abb. 5.15) [7.35]. Mit wachsender Normalspannung bestimmt die Gesteinsfestigkeit, wann bei weiterer Scherverschiebung auch die grösseren Unregelmässigkeiten abgetragen werden. Bei vollkommen ebenen Trennflächen oder solchen ohne weitere Dilatanz bestimmt der Restreibungswinkel die minimale Scherfestigkeit [7.39]. Den Einfluss der Ebenheit richtig abzuschätzen, fällt schwer, zumal selbst Feldversuche keine realistische Abschätzung dieser Einflussgrösse erlauben. Im Zweifelsfall sollte man sie vernachlässigen.
- *Versatz:* Bei einer gegenläufigen Bewegung der Trennflächenränder kann die Höchstfestigkeit überschritten worden sein, so dass nurmehr die Restfestigkeit vorliegt.
- *Öffnungsweite:* Je kleiner die lichte Weite und je besser die Verzahnung, desto höher ist die Höchstfestigkeit. Ob die Öffnungsweite 1 mm oder weniger beträgt, spielt keine Rolle – ausser die Trennfläche ist eben und sehr glatt. Selbst feinste Öffnungen ermöglichen den Zutritt von Wasser und beeinflussen damit die effektiven Spannungen [7.39]. Ein Spalt setzt einer Verschiebung parallel zur Trennflächenebene keinen Widerstand entgegen.
- *Füllung:* Die wichtigsten Einflussgrössen sind die Mächtigkeit, die Art und Scherfestigkeit des Füllmaterials sowie die Oberflächenbeschaffenheit der Trennfläche [7.26]. Solange das Füllmaterial keine vollständige Trennung über namhafte Flächen bewirkt, liegt die Scherfestigkeit zwischen derjenigen der ungefüllten Trennfläche und jener der Füllung. Verhindert die Dicke der Zwischenschicht einen direkten Festgesteinskontakt, so bestimmt die Füllung allein die Scherparameter c_F und φ_F (kein Massstabseffekt) [7.40]. Das Füllmaterial kann aus Verwitterungsprodukten, Abrieb, Gesteinstrümmern, stark verformtem Gestein, auskristallisierten Mineralien oder Injektionsmittel bestehen. Sein Scherwiderstand ist eng mit der Herkunft verknüpft: Chlorit, Talk, Graphit etc. lassen niedrige, auskristallisierte Minerale oder Injektionsmittel hohe Werte wegen echter Kohäsion erwarten. Bei Trennflächen ohne Versatz wird der Widerstand der Höchstfestigkeit entsprechen; bei sol-

chen mit Versatz ist wegen der bereits stattgefundenen Bewegung die Restfestigkeit einzusetzen. Im einen Fall ist der Grad der Überkonsolidation des bindigen Füllmaterials von Belang, im anderen wegen der ähnlichen Restfestigkeit nicht [7.41]. Im Laufe der Zeit kann mit steigendem Porenwasserdruck ein Aufweichen oder Quellen auftreten, wodurch die Festigkeit sinkt. Bei ebenen, glatten Flächen mit Rutschharnischen tritt der Bruch auch in der Kontaktzone von Füllung und Trennflächenoberfläche ein. Generell legt die Vielfalt von Einflussgrössen eine vorsichtige Wahl der Scherparameter nahe.

- *Rauhigkeit*: Der Grad der Rauhigkeit hängt vom Korngefüge und von der Genese der Trennfläche ab. Die verzahnten kleinmassstäblichen Unregelmässigkeiten sind in der Regel zufällig verteilt und werden bereits bei kleinen Normalspannungen in den Kontaktzonen abgeschert – zuerst die steileren, dann die flacheren [7.35]. Der Betrag der Glättung hängt in erster Linie von der Normalspannung, dem Scherweg und der Gesteinsfestigkeit ab [7.42]. Die Bedeutung der Rauhigkeit sinkt mit grösserer Öffnungsweite, steigendem Füllgrad oder zunehmendem Betrag einer früheren Verschiebung [7.39]. Bei gleichen Normalspannungen liegt die Höchstfestigkeit von rauhen Trennflächen über jener von glatten Trennflächen [7.17]. Richtungsabhängige Merkmale des Mikroreliefs finden normalerweise keine Berücksichtigung bei der Festlegung der Scherparameter.
- *Verwitterung*: Bedingt durch Verwitterungsprozess – v.a. in den Tropen, aber auch im gemässigten Klima – ist die Festigkeit des Gesteins im unmittelbaren Bereich einer Trennfläche häufig geringer als jene von intaktem Gestein. Mit zunehmender Verwitterung sinkt die Festigkeit bzw. steigt die Möglichkeit eines Abscherens von Unebenheiten, wobei das Ausmass vom Korngefüge abhängt: Gesteine mit einer kompakten Textur (z.B. Tiefengesteine) verwittern weniger als solche mit einer porösen Textur (z.B. Klastische Sedimente).
- *Abstand:* Vergleichende Beobachtungen an Bruchflächen von Aufschlüssen und Gesteinsproben lassen vermuten, dass das Verhalten eines Homogenbereichs mit regelmässig angeordneten Kluftscharen ähnlich sein muss wie jenes einer anisotropen Probe. Dies belegen die aus Laborversuchen bekannten Abtreppungen, welche an natürlichen Aufschlüssen viel ausgeprägter zu erkennen sind. Mit zunehmender Erstreckung und abnehmendem Abstand der Trennflächen verstärkt sich dieser Effekt.
- *Materialbrückenlänge:* Intakte Gesteinsabschnitte zwischen zwei Trennflächen bewirken eine effektive Kohäsion. Vor allem bei einer *Matrix mit hoher Festigkeit kann bereits eine kleinflächige Verbindung zwischen dem potentiellen Bruchkörper und dem angrenzenden Fels einen grossen Anteil des gesamten Schwerwiderstandes ausmachen*. Potentielle Gleitflächen mit Materialbrücken sind deshalb meist weniger kritisch als zum Beispiel kontinuierlich verlaufende Scherflächen [7.43]. Die Erstreckung der Materialbrücken bleibt indes verborgen*. Die Grenzgleichgewichtsmethode setzt voraus, dass der Bruch an allen Stellen der potentiellen Gleitfläche gleichzeitig stattfindet. Damit müssen überall die volle Reibung und die volle Kohäsion wirksam sein. Da der maximale Scherwiderstand der intakten Gesteinsabschnitte und der Trennflächen nicht bei den gleichen Verformungen erreicht wird, versagen bei sehr geringen Relativverschiebungen zuerst die Materialbrücken durch eine Kombination von Zug- und Scherbruch (progressiver Bruch). Die Scherfestigkeit in den weniger beanspruchten Trennflächen wird nicht ausgenutzt. Im Anschluss daran mobilisieren grössere Relativverschiebungen den Scherwiderstand entlang der Trennflächen, während in den vormals intakten Gesteinsabschnitten nurmehr die Restfestigkeit erreicht

* *„It is safer to assume 100% persistence when in doubt, since the above cohesion is usually one to two orders of magnitude greater than the shear strength of the discontinuities“* [7.39].

wird [7.10]. Die Kohäsion als Mittelwert über die potentielle Gleitfläche lässt sich folgendermassen ansetzen: $c = a \cdot c_T + (1 - a)\, c_G$ mit $a = F_T/(F_T + F_G)$, F_T: Gesamtfläche der Trennflächen, F_G: Gesamtfläche der intakten Gesteinsabschnitte, c_T: scheinbare Kohäsion der Trennflächen, c_G: effektive Kohäsion der intakten Gesteinsabschnitte (Kornbindung; $c_G \gg c_T$) [7.44]. Soll nur die Materialbrücke berücksichtigt werden, so gilt $a = 0$. Für den Reibungswinkel gibt es keinen vergleichbaren Ansatz wegen der unbekannten Aufteilung der Normalkraft zwischen Materialbrücke und Trennfläche.

Bruchkörperform

Bei *ebenen Kontaktflächen* ist die Übertragbarkeit der Resultate von Scherversuchen am ehesten gegeben. Der Bruchzustand gilt als erreicht, wenn in der potentiellen Gleitfläche der innere Widerstand der Materialbrücken und der Trennflächen gleichzeitig ausgeschöpft ist. Bei *abgestuften Kontaktflächen* können die Ebenen, längs welchen das Gleiten stattfindet, als keilförmige Unebenheiten der *mittleren Kontaktfläche* (siehe Abb. 5.14) angesehen werden. Für den Fall reiner Translation ist damit der mittlere Winkel i für die Unebenheit bestimmt [7.7]. Bei Verwendung der *projizierten Kontaktfläche* nach Kapitel 5.1.2 entfällt eine solche Näherung. Ob eine Bruch- oder Kluftstaffel vorliegt, spielt insofern eine Rolle, als im ersten Fall die Scherfestigkeit in den Materialbrücken berücksichtigt, im zweiten Fall die Zugfestigkeit in den Ablöseflächen vernachlässigt werden sollte. Die Geometrie der Abstufung bestimmt die Abschervorgänge in den Materialbrücken und verursacht damit eine Richtungsabhängigkeit der Scherfestigkeit.

Bruchkörpergrösse und Spannungsniveau

Die Höchst- und Restfestigkeit steigt an mit zunehmender Normalspannung (Abb. 7.3). Die Wahl der Scherparameter muss deshalb für einen repräsentativen Wertebereich der Normalspannung in den Gleitflächen des potentiellen Bruchkörpers erfolgen. Der Betrag der Normalspannung hängt ab von der Gesamtresultierenden aller angreifenden Kräfte, der räumlichen Orientierung und der Ausdehnung der potentiellen Bruchflächen. Je grösser die potentielle Gleitfläche bei konstanter Normalkraft, desto höher ist der Anteil der Kohäsion an der Scherfestigkeit und umso geringer wird der Anteil der Reibung wegen der geringeren Normalspannung.

Die Annahme eines homogenen Starrkörpers ist mit einer gleichmässigen Spannungsverteilung in der Auflagefläche verbunden. In Wirklichkeit sind im Nahbereich der Gründungsfläche einer Staumauer höhere, im luftseitigen Bereich des Felsfundaments sehr viel geringere Normalspannungen zu erwarten. Entlang einer gewellten potentiellen Gleitfläche wären damit zwei unterschiedliche Brucharten möglich: Unter geringer Normalspannung ein Aufgleiten der Trennflächenränder, bei hoher Normalspannung ein Abscheren der Unebenheiten. Folglich müsste der überwiegende Teil des Scherwiderstandes aus dem Felsbereich nahe der stark beanspruchten Kontaktzone stammen [7.4].

Bruchmechanismus

Erfolgt die Bewegung des potentiellen Bruchkörpers auf zwei Gleitflächen, so kann deren Ausprägung sehr verschieden sein (z.B. die eine Gleitfläche ist abgetreppt, die andere fällt mit einer Scherzone zusammen). Im Falle einer stark abweichenden Scherfestigkeit könnte der höhere Scherwiderstand der einen Gleitfläche gar genügen, den potentiellen Bruchkörper zu stabilisieren. Andernfalls muss gewährleistet sein, dass im Bruchzustand der innere Widerstand beider Gleitflächen gleichzeitig ausgeschöpft wird.

Wasser

Das Bergwasser mindert den Scherwiderstand des Untergrundes durch eine *Verringerung der effektiven Normalspannung* $\sigma' = \sigma - u$ [7.35]*. Ferner kann je nach Gestein oder Füllung eine *Reduktion der Scherparameter* c und φ eintreten. Eine geringere Kohäsion und Reibung durch Aufweichen oder Auslaugen stellt man vor allem bei wassergesättigten Sedimentgesteinen und überkonsolidierten feinkörnigen Füllungen fest. Bei Tiefen- und Ganggesteinen ist eine solche Abhängigkeit kaum, bei Ergussgesteinen praktisch überhaupt nicht zu beobachten [7.13][7.45]. Häufig erfolgt die Reduktion schleichend, so dass Schwierigkeiten erst nach Jahren auftreten.

Eine Erhöhung des Wasserdrucks u verringert die wirksame Spannung σ' zwischen den Körnern und damit den Scherwiderstand $\tau_f = c + (\sigma - u) \tan \varphi$ (Abb. 7.9). Wird der Felsuntergrund belastet, so können Wasserüberdrücke $+\Delta u$ entstehen. Ohne Entspannung liegt ein *„undrainierter Zustand"* vor, bei welchem das Poren- oder Kluftwasser die gesamte Zusatzbelastung aufnimmt. Für Gesteine und feinkörnige Füllungen mit einer geringen Durchlässigkeit sollte daher kurzfristig die undrainierte Scherfestigkeit s_u angesetzt werden [7.46]. Bei den übrigen Gesteinen, Füllungen und Trennflächen klingen solche Wasserüberdrücke rasch ab (*„drainierter Zustand"*), so dass man die drainierte Scherfestigkeit verwendet. Bei Erdbeben bleibt der Zustand undrainiert. Ob für die Stabilität potentieller Bruchkörper das kurzfristige oder langfristige Verhalten massgebend ist, muss im Einzelfall untersucht werden.

Bei *Erdbeben* kann in feinkörnigen Füllungen eine Änderung der Porenwasserspannung zu einer vorübergehenden Festigkeitsreduktion führen. Eine solche Gefahr besteht jedoch nur bei Materialien, die sich infolge Kornverteilung, Lagerungsdichte und Spannungszustand kon-

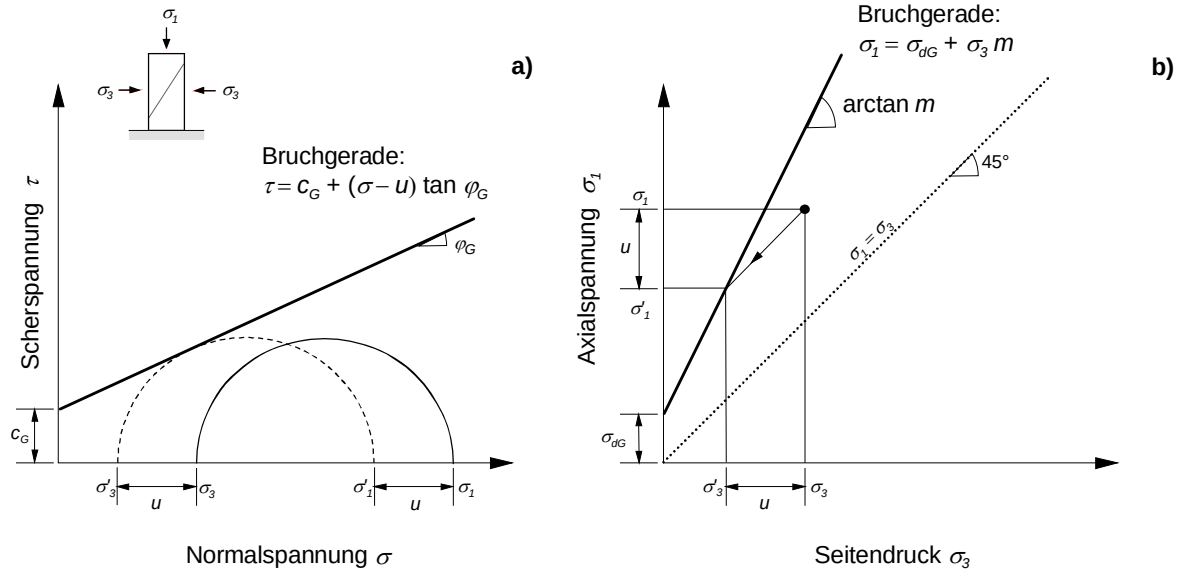


Abb. 7.9 Einfluss des Porenwasserdrucks auf die Scherfestigkeit von Gestein im a) Spannungs-Dehnungs-diagramm und b) Hauptspannungsdiagramm.

* Im wassergesättigten Gründungskörper wird die totale Normalspannung σ aus äusseren Kräften in einem beliebigen Schnitt zum Teil als Porenwasserdruck u, zum Teil als wirksame Spannung σ' zwischen den Körnern aufgenommen: $\sigma = N/F = \sigma' + u$, wobei N: äussere Normalkraft, F: Fläche.

traktant verhalten [7.47]. Im dilatanten Material können Erdbeben einen Porenwasserunterdruck und damit eine Erhöhung der Normalkraft hervorrufen; sie wird mit der Zeit abgebaut. Die meisten tonigen und siltigen Füllungen verhalten sich thixotrop [7.48]. Auch bei anderen Zwischenmitteln nimmt die Reibung bei Erschütterungen ab, weshalb man diese Reduktionen durch Abschläge von ruhend ermittelten Reibungswerten berücksichtigen sollte.

Zyklische Belastung

Die Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Felsuntergrundes sollten unter einer begrenzten Zahl zyklischer Belastungen nur wenig ändern. In der Tat ergaben Untersuchungen an *Gesteinsproben*, dass deren Festigkeit nach etwa 1000 Zyklen ca. 85 % der Kurzzeitfestigkeit betrug [7.49]. 500 Lastzyklen an künstlichen *Trennflächen* beeinflussten die Höchstfestigkeit nur wenig, während 1000 Zyklen zu einer Reduktion um 5 bis 15 % führten [7.50]. Die Restfestigkeit liegt generell unter der statischen Restfestigkeit, zeigt aber keine Abhängigkeit von der Anzahl Belastungen [7.51]. Manchmal stellen sich mit der Zeit unter der Wirkung des zyklischen Einstaus bleibende Verformungen ein; sie können bei einem potentiellen Bruchkörper mit unebenen, rauhen Kontaktflächen insofern gefährlich sein, als sie rascher zum beschleunigten Bruchvorgang überleiten.

7.3.2 Festlegung

Das eigentliche Problem besteht in der Festlegung der Materialparameter für die zutreffende Erfassung der Scherfestigkeit in der potentiellen Gleitfläche. Eine schlüssige Beurteilung würde die Kenntnis von Art, Lage, Anzahl, Erstreckung und Bruchverhalten der Trennflächen und Materialbrücken, von ihrem Zusammenwirken beim Aufbau des Schwerwiderstandes sowie vom Verhalten im Massstab der gesamten Gleitfläche voraussetzen. Tatsächlich fehlen jedoch die meisten Grundlagen ebenso wie anerkannte Verfahren zur annähernd richtigen Quantifizierung des massgebenden Wertepaars. Ein wichtiger Faktor sind die zu erwartenden Verformungen des Tragwerks im Gebrauchszustand: Geringe Werte sprechen eher für die Verwendung der Höchst-, hohe Werte für die Verwendung der Restfestigkeit – sofern die Mauer solche Verformungen überhaupt aufnehmen kann. Bei grossem Unterschied zwischen Höchst- und Restfestigkeit ist ein plötzlicher Sprödbruch denkbar, so dass selbst geringfügige Verschiebungen zu einem bedeutenden Festigkeitsverlust führen [7.52]. In solchen Fällen sollte man eher die Restfestigkeits- als die Höchstwerte verwenden, um die ungünstigsten Annahmen bezüglich Festigkeit zu treffen.

Die Fachwelt ist sich selbst uneins, ob Höchst- oder Restfestigkeitswerte angesetzt werden sollen: Einige weigern sich, Restwerte überhaupt zu betrachten (da zu konservativ), andere benutzen solche nur für ausserordentliche Einwirkungen wie Erdbeben und wieder andere lassen niedrigere Sicherheitsfaktoren zu, wenn man die Restfestigkeit ansetzt. Es bleibt somit der Erfahrung und dem Urteilsvermögen des einzelnen Fachmanns überlassen, eine gute Schätzung für die Scherparameter durchzuführen[*].

---

[*] Hinweise für eine Abschätzung der Scherparameter liefert [7.10]. Eine mögliche Änderung der Scherparameter mit der Zeit infolge Rissausbreitung unter zyklischer Belastung, Verwitterung, Aufweichen der Füllung, Lösungsvorgänge etc. ist in die Überlegungen miteinzubeziehen. HOEK & LONDE [7.54] empfehlen denn auch, für Staumauergründungen den Restreibungswinkel ohne Kohäsion zu verwenden, weil dieser keinem Massstabseffekt unterliegt und direkt in Laborversuchen bestimmt werden kann.

7.3.3 Rückrechnung

Das Bestimmen der Scherparameter durch Nachrechnen einer vorhandenen Situation stellt ein zum Entwurf inverses Problem dar [7.7]. Voraussetzung dafür ist ein potentieller oder effektiver Bruchkörper in einer Felsböschung oder in einem Felsfundament, dessen Kinematik und Einwirkungen bekannt und möglichst ähnlich der gegebenen Situation sind. Dies setzt bei einem effektiven Bruchkörper unter anderem folgende Kenntnisse voraus: Angaben zur Lage und Form der Bruchfläche, zu seinem Volumen, zur Art des Bruchmechanismus sowie zu den Wasserverhältnissen im Zeitpunkt des Versagens. Die Rückrechnung der unbekannten Scherparameter am Massstab des Bruchkörpers erfolgt mit der Grenzgleichgewichtsmethode und der MOHR-COULOMB'schen Bruchhypothese. Für einen Sicherheitsfaktor von 1 werden die Reibungswinkel φ für einen angenommenen Wertebereich der Kohäsion c berechnet*. Nach Aufzeichnen des funktionalen Zusammenhangs stellt jeder Punkt der Kurve eine mögliche Kombination der Scherparameter für den Zustand des Grenzgleichgewichts dar. Ein solches Vorgehen ist unabdingbar, wenn für das massgebende Wertepaar neben dem Reibungswinkel auch eine Kohäsion angesetzt werden soll. In diesem Fall sollte man den Kohäsionsanteil nur dann in Betracht ziehen, wenn er von nachgerechneten instabilen Felsböschungen abgeleitet werden kann [7.53]. Ein Vergleich mit Kennwerten aus anderen Sperrstellen mit ähnlichem Korn- und Flächengefüge mag weitere Anhaltspunkte liefern.

* *„Safety factors of slopes already existing are not known; neither are safety factors for foundations. It is impossible to know the safety factor. It is known that some slopes are stable and some are not, so that we have an idea of limiting cases it is true, but we have a very poor idea of actual safety factor in existing structures"* [7.54].

8 Sicherheitsdefinition

Nach der eingehenden Analyse des Problems steht nun seine Beurteilung an. Dies geschieht mit Hilfe von Untersuchungsmethoden, die den Benutzer in zweifacher Weise unterstützen: Zum einen helfen sie, aus der Menge eingeführter Parameter alle essentiellen Einflussgrössen herauszuschälen, zum andern lassen sich damit die Auswirkungen kleiner Abweichungen auf das mechanische Verhalten sichtbar machen. Als Messwert dient der Sicherheitsfaktor, über dessen Definition wir uns zuerst Rechenschaft ablegen wollen.

Die Gleitstabilität eines potentiellen Bruchkörpers gilt als nachgewiesen, wenn für den ungünstigsten kinematisch zulässigen Mechanismus der Widerstand an seinen Gleitflächen grösser ist als die Beanspruchung aus äusseren Einwirkungen (Kapitel 4.4.3). Dies setzt voraus, dass man den ungünstigsten Versagensmechanismus identifiziert, die *Auswirkungen E* sowie den *Widerstand R* im Felsfundament korrekt bestimmt und durch Gegenüberstellung der Werte belegt, dass man sich vom idealisierten Bruchzustand auf Distanz hält [8.1]. Für den Sicherheitszuschlag sind folgende Definitionen üblich [8.2]:

- $R \geq \gamma_G \cdot E$ γ_G: Globalsicherheitsfaktor (Abb. 8.1)
- $\gamma_R \cdot R \geq \gamma_E \cdot E$ γ_R: Widerstandsfaktor; γ_E: Lastfaktor (= Teilsicherheitsfaktoren)
- $R - E \geq \gamma_A$ γ_A: Sicherheitsabstand (Abb. 8.1)

Die geforderte Reserve ist jeweils eine andere.

8.1 Unsicherheiten

Jeder Schritt bei der Modellierung (Kap. 2.6) enthält ein gewisses Mass an Unschärfe, das sich aus den *Abweichungen der Annahmen von der Wirklichkeit* ergibt. Solche entstehen bei den Kennwerten und bei den Modellen[*].

Parameterunsicherheit

Die Schwierigkeiten bei der Erhebung zutreffender Kennwerte für die Untergrundeigenschaften und die Einwirkungen wurden bereits erwähnt. Die damit verbundene Ungewissheit findet ihren Ausdruck auf drei Arten: Durch *statistisch gegebene Variabilität*, durch *statistisch nicht gegebene Variabilität* sowie durch *Unkenntnis*[†]; die beiden Letzten können formal kaum behandelt werden [8.3]. Bei den statistisch erfassbaren Kenngrössen resultiert die Da-

---

[*] Menschliches Versagen in Form von Nachlässigkeiten (wie vergessene Lastfälle), Irrtümern (z.B. Fehlinterpretationen) oder Fehlhandlungen (Eingabefehler, falsch angewendete Rechenregeln, fehlende Überprüfungen etc.) führt ebenfalls zu Falschaussagen. Sein Mass lässt sich jedoch nicht qualifiziert ausdrücken und damit auch durch keinen Sicherheitszuschlag abdecken. Es kann nur durch qualitätssichernde Massnahmen verringert werden.

[†] Beispiel: Die statistische Verteilung der Erstreckung ist aus Aufnahmen an Aufschlüssen bekannt. Da sich die Kennwerte zwischen den Aufschlüssen und im Felsuntergrund nicht bestimmen lassen, repräsentieren die erhobenen Daten nur einen kleinen Ausschnitt der tatsächlichen Verteilung. Auch die räumliche Variabilität der Füllung, der Durchlässigkeit oder der Kohäsion lässt sich statistisch nicht erfassen. Zur Unkenntnis gehören u.a. unentdeckte Scherflächen oder falsch beurteilte geologische Hinweise, so dass ein falsches Bild der tatsächlichen Verhältnisse entstehen könnte.

tenstreuung aus der zeitlich-räumlichen Variabilität und aus der Ungenauigkeit ihrer Feststellung. Die zufälligen Fehler gehen auf die Datenerhebung, die systematischen Fehler auf methodische und wirtschaftliche Einschränkungen zurück. Letztere bedürfen einer eigenen Betrachtung, setzen doch Zeit und Mitteleinsatz Grenzen bei der Auswahl der Stichproben. Fehlerquellen lassen sich zwar unterdrücken, aber nie ausschliessen. Die schwierige Erhebung von Kennwerten bringt mit sich, dass die Festlegung möglichst zutreffender Parameter keine einfache Aufgabe darstellt.

Modellunsicherheit

Die gebotenen Vereinfachungen reduzieren die Wirklichkeitsnähe der Modelle. Eine erste Verfälschung birgt bereits die *Beschreibung des Untergrundes* in sich, eine zweite das *Modell des Untergrundes* (Kapitel 2.6). Durch eine weitere Abminderung der Komplexität mittels Hypothesen und Näherungen werden daraus *experimentelle oder theoretische Modelle* zur quantitativen Untersuchung der Stabilitätsfrage. Vergleiche mit anderen Versuchs- und Rechenergebnissen, Fallstudien, die Auswertung von Expertenmeinungen oder Literaturrecherchen mögen Hinweise auf die Qualität von Modellen liefern [8.4]. Wie gut sie in der Tat die Verhältnisse in der Natur beschreiben, lässt sich quantitativ aber nicht objektiv erfassen [8.5]. Modellfehler können zwar durch Korrekturfaktoren ausgeglichen werden; die wahre Lage der Bruchbedingung in Abbildung 8.1 bleibt jedoch unklar. Das Sicherheitskonzept für Stauanlagen beschränkt sich denn auch nicht auf die Anordnung von Sicherheitszuschlägen, sondern sucht das Restrisiko durch weitere Massnahmen unter Kontrolle zu halten (siehe Kapitel 2.5).

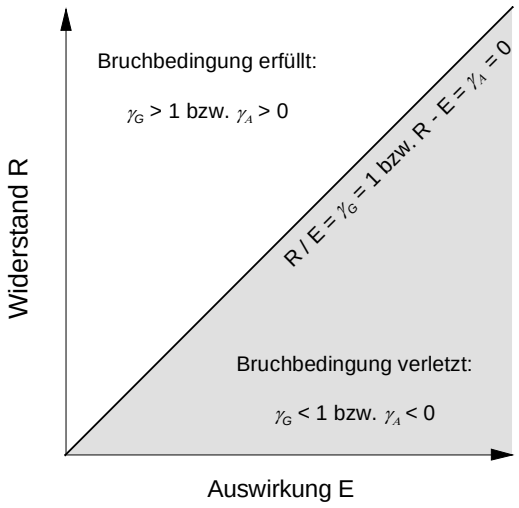

Bruchbedingung erfüllt:
$\gamma_G > 1$ bzw. $\gamma_A > 0$
R / E = γ_G = 1 bzw. R - E = γ_A = 0
Widerstand R
Bruchbedingung verletzt:
$\gamma_G < 1$ bzw. $\gamma_A < 0$
Auswirkung E

Abb. 8.1 Wertebereiche von Sicherheitsdefinitionen. Der Abstand eines Punktes (E, R) von der Bruchbedingung ($\gamma_G = 1$, $\gamma_A = 0$) gibt an, inwieweit er das Bemessungskriterium erfüllt. $\gamma_G < 1$ bzw. $\gamma_A < 0$ bedeutet nicht zwingend „Versagen“, weil die Lage der tatsächlichen Bruchbedingung unbekannt bleibt.

8.2 Deterministische Sicherheitsdefinition

Für jeden Parameter wird *genau ein Kennwert* angesetzt, um mit der jeweiligen Sicherheitsdefinition den zugehörigen Abstand von der Versagensgrenze zu bestimmen. Eine Wahrscheinlichkeit für das Auftreten eines Versagens wird weder ermittelt noch geschätzt.

8.2.1 Nachweiskonzepte

Aus der geschichtlichen Entwicklung kann man im konstruktiven Ingenieurbau drei Nachweiskonzepte für die Gewährleistung der Tragfähigkeit unterscheiden: Den Vergleich von Beanspruchung und Widerstand auf dem *Gebrauchslastniveau*, auf dem *Bemessungsniveau* oder auf dem *Bruchwiderstandsniveau* (Abb. 8.2).

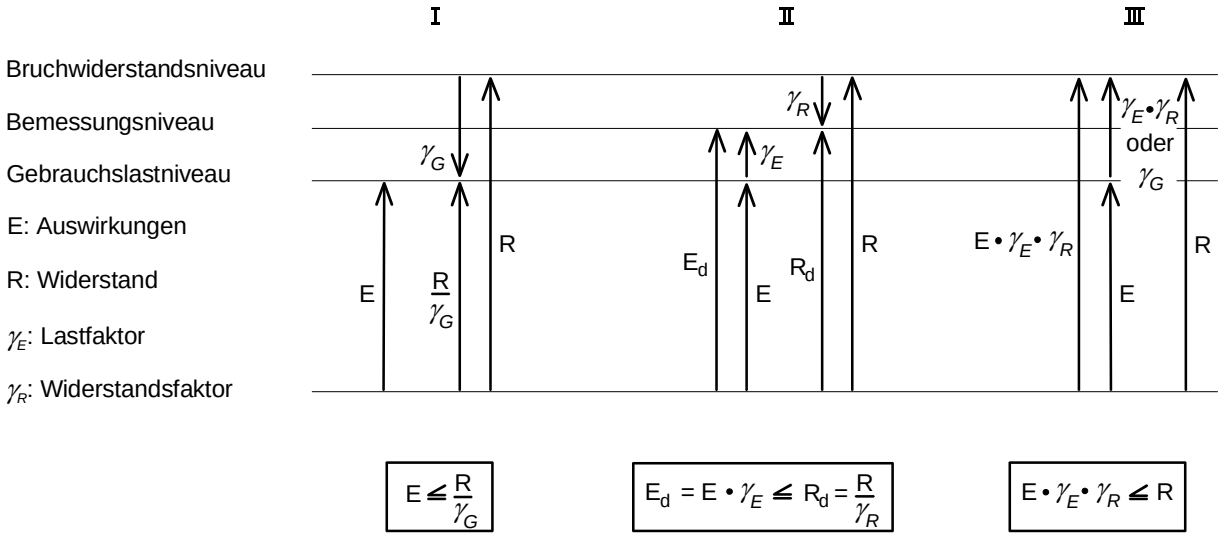


Abb. 8.2 Nachweiskonzepte für die Gewährleistung der Tragfähigkeit: Nachweis auf Gebrauchslast- (I), Bemessungs- (II) und Bruchwiderstandsniveau (III).

I Nachweis auf Gebrauchslastniveau

Bei diesem Konzept werden die maximalen Auswirkungen in der Bruchfläche aufgrund von Gebrauchslasten berechnet und mit sog. zulässigen Auswirkungen verglichen (Abb. 8.2: I). Gebrauchslasten sind tatsächlich auftretende Lasten, die nicht mit einem Sicherheitsfaktor erhöht wurden. Die zulässigen Auswirkungen müssen deshalb niedrig angesetzt werden, da sie alleine sämtliche Unsicherheiten abdecken. Die Reduktion des Widerstandes kann *allgemein* oder *spezifisch* erfolgen (z.B. durch separate Widerstandsfaktoren für c und φ [8.6]). Dem Vorteil einer äusserst einfachen Anwendung steht der Nachteil entgegen, dass Unsicherheiten aller Art pauschal durch Reduktion der Widerstandswerte auf zulässige Auswirkungen abgedeckt werden. Eine kohärente Sicherheit aller Tragwerksteile ist nicht erreichbar.

II Nachweis auf Bemessungsniveau

Nach dem Prinzip „Unschärfen dort abdecken, wo sie entstehen“ werden auf der einen Seite Lastfaktoren γ_E (erhöhen oder reduzieren Auswirkungen wie z.B. Reaktionen, je nachdem ob ihre Wirkung ungünstig oder günstig ist), auf der anderen Widerstandstandsfaktoren γ_R eingeführt (reduzieren Festigkeiten). Der Nachweis ausreichender Tragfähigkeit ist erbracht, wenn – wie in Abb. 8.2 II – die Auswirkung E_d infolge γ_E-fachen Einwirkungen kleiner oder gleich ist als der um γ_R abgeminderte Widerstand R_d. Die Sicherheit gegen Verlust der Tragfähigkeit kann auf diese Weise besser an die unterschiedlichen Bedürfnisse angepasst werden. Das Konzept lässt sich für sämtliche Baustoffe gleich formulieren; einzig der Widerstandsfaktor ändert. Damit wird ein einheitliches Sicherheitsniveau der Tragwerksteile mit hoher Transparenz erreicht, was die internationale Zusammenarbeit erleichtert.

III Nachweis auf Bruchwiderstandsniveau

Hier wird nachgewiesen, dass die mit dem Sicherheitsbeiwert multiplizierte Gebrauchslast kleiner ist als die Grenz- oder Traglast (Abb. 8.2: III). Die Erhöhung der Gebrauchslast kann *allgemein* oder *spezifisch* erfolgen (z.B. durch je einen Last- und Widerstandsfaktor oder einzelne Lastfaktoren). Analog zum Nachweis auf Gebrauchslastniveau ist die Anwendung einfach, doch lassen sich die verschiedenen Unsicherheiten nicht einzeln abdecken.

Während sich in den hiesigen Konstruktionsnormen anfänglich neben dem Nachweis von zulässigen Spannungen (I) der Bruchnachweis (III) durchgesetzt hatte, wurde Ende der Achtzigerjahre die Betrachtungsweise anhand von Grenzzuständen (II) im gesamten Regelwerk ausformuliert [8.7]. Nach Vorgaben des Eurocode und des Swisscode SIA 260 [8.8] gilt nun für alle Fachgebiete – auch für die Geotechnik mit den bisher üblichen *Globalsicherheitsfaktoren* – das Konzept der *Teilsicherheitsfaktoren*. Für die Kennwerte sollen damit neu sog. „charakteristische Werte“ eingesetzt werden.

8.2.2 Charakteristischer Wert

Nach SIA 260 ist der charakteristische Wert x_k ein in der Regel auf statistischer Basis festgelegter Wert einer geometrischen Grösse, einer Baustoff- bzw. Baugrundeigenschaft oder einer Einwirkung. Dabei kommen *Mittelwerte* (z.B. für Eigenlast mit geringer Streuung) sowie *obere bzw. untere Fraktilewerte* (z.B. für Baustoffeigenschaften) zur Anwendung [8.9]. Gegebenenfalls sind auch *Nennwerte* zu verwenden (auf nicht-statistischer Basis festgelegt z.B. für planmässige Abmessungen) oder *vorsichtige Erwartungswerte;* solche haben ein für die erforderliche Zuverlässigkeit ausreichendes Vorhaltemass gegenüber dem geschätzten Mittelwert (z.B. für Baugrundeigenschaften) [8.8]. In Einzelfällen sind direkt *Bemessungswerte* festzulegen (z.B. bei Imperfektionen).

SIA 267 [8.10] präzisiert, dass für *geometrische Grössen* (z.B. Lage des Bergwasserspiegels) der Minimal- oder Maximalwert für den Bezugszeitraum massgebend sei. Für *geotechnische Grössen* entspreche x_k dem vorsichtigen Erwartungswert. Der Abstand zum geschätzten Erwartungswert sei in Abhängigkeit der Wertstreuung und der Zuverlässigkeit der Wertbestimmung anzunehmen. Konkret solle man x_k objektiv so festlegen, dass die Wahrscheinlichkeit eines für die betrachtete Bemessungssituation ungünstigeren Werts unter 5 % liege. Dem steht entgegen, dass die zur Verfügung stehende Datenmenge meist bescheiden ist. Bei einer Baugrundeigenschaft sei x_k entweder grösser oder kleiner, bei der Scherfestigkeit im Normalfall stets kleiner als das arithmetische Mittel x_m [8.11]. Die bis anhin in der geotechnischen Praxis gebräuchlichen *„vorsichtig gewählten Mittelwerte“* könnten durchaus als x_k angesehen werden, selbst wenn damit die theoretische Masszahl einer 5 %-Quantile nicht getroffen wird*. *Einwirkungen* werden mit Hilfe rechnerisch einfach erfassbarer Modelle berücksichtigt, welche der Wirkungsweise, der geometrischen Konfiguration und der Intensität Rechnung tragen [8.7]. Die für einen Nachweis verwendeten skalaren Angaben für eine *Einwirkung* bezeichnet man als repräsentative Werte; es sind meist charakteristische Werte [8.9].

8.2.3 Globalsicherheitsfaktoren

Globalsicherheitsfaktoren decken alle Unsicherheiten, wie sie in den Eigenschaften des Untergrundes, den am Tragwerk angreifenden Einflüssen oder im Modell enthalten sind, gesamthaft ab. Die empirisch entstandenen Werte sind je nach *Definition* und *Bemessungssituation* verschieden und variieren von etwas mehr als 1 bis 5 oder noch mehr† [8.11].

---

* Eine solche Festlegung noch vor Einführung des Sicherheitszuschlags lässt einen breiten Ermessensspielraum offen: *„Some engineers use the mean value, while others use the most conservative of the measured … strength“* [8.1]. ICOLD bemerkt dazu: *„The conservatism of the criteria should be a function of the state of ignorance of the designer“* [8.12].

† *„The concept of a factor of safety in stability estimates was introduced … by BÉLIDOR (1729) and COULOMB (1773) who both suggested placing a value of 1.25 on the width of retaining walls determined from earth-pressure theory“* [8.13].

In der Literatur gab die *Definition* geeigneter Globalsicherheitsfaktoren seit jeher Anlass zu Diskussionen. Die heutige Praxis im Talsperrenbau – sie behandelt v.a. die Gleitsicherheit eines Mauerblocks – ist denn auch durch zwei massgebende Sicherheitsdefinitionen gekennzeichnet: Sie verringern entweder den Scherwiderstand in den Gleitflächen mit einem Faktor (Gebrauchslastniveau) oder erhöhen entsprechend die Gebrauchslast (Bruchwiderstandsniveau) [8.14]. Die widersprüchlichen Definitionen stören in dem Sinne, dass die Gefahr eines Tragwerkversagens bei gleichem Sicherheitszuschlag verschieden sein kann.

I Nachweis auf Gebrauchslastniveau

Die Sicherheit gegen Abgleiten eines potentiellen Bruchkörpers unter dem Einfluss einer Resultierenden wird durch einen Globalsicherheitsfaktor γ_G ausgedrückt, der das Verhältnis des maximal möglichen Scherwiderstandes S_{max} zur vorhandenen resultierenden Scherkraft S definiert: $\gamma_G = S_{max} / S = \tau_f / \tau^*$ [8.15]. Mit dem MOHR-COULOMB'schen Bruchkriterium führt dies zu $\tau = \sigma(\tan \varphi / \gamma_G) + (c / \gamma_G)$. γ_G kann damit als Zahl interpretiert werden, durch welche die beiden Scherparameter dividiert werden müssen, um Grenzgleichgewicht zu erhalten [8.16]. Der Sicherheitszuschlag entspricht einer „Festigkeitsreserve": Als Reduktionsfaktor von τ_f ist er ein Mass für die Unsicherheit bei der Festlegung der Festigkeit. Der Quotient τ_f / γ_G kann auch als Grad der mobilisierten Scherfestigkeit ausgelegt werden† [8.17]. Passive Erddrücke (Abb. 5.8; Kap. 6.4), eine Zugfestigkeit oder eine effektive Kohäsion (Kap. 7.2.1) bleiben je nach Land und Autor unberücksichtigt.

In der einschlägigen Fachliteratur existiert neben diesem, im Bauingenieurwesen allgemein üblichen Sicherheitsbegriff eine weitere Definition, die man v.a. in der Bodenmechanik immer wieder antrifft [8.18]. Sie gründet auf einer qualitativen Gruppierung der am Bruchkörper angreifenden Kräfte [8.19]: Ein Quotient der „rückhaltenden" zu den „treibenden" Kräften drückt dabei die Sicherheit gegen Abgleiten aus. Diese Definition führt zu widersprüchlichen Berechnungsresultaten und sollte daher nicht verwendet werden‡ [8.21].

III Nachweis auf Bruchwiderstandsniveau

Die Sicherheit definiert man hier als Quotienten zwischen einer maximal möglichen, am potentiellen Bruchkörper angreifenden Kraft F_{max} und der vorhandenen Kraft F (mit gleicher Wirkungslinie): $\gamma_G = F_{max} / F$ [8.14]§. Der Sicherheitszuschlag entspricht einer „Einwirkungsreserve": Er ist ein Mass für die Fähigkeit des Tragwerks, angreifenden Kräften zu widerstehen. Dieser Sicherheitsbegriff ist heute kaum mehr üblich; er gelangte früher v.a. bei physikalischen Modellen zur Anwendung (siehe Kapitel 9.1).

---

* Bei der Grenzgleichgewichtsmethode ist dies als Mittel über alle Gleitflächen zu verstehen, weshalb der Sicherheitsfaktor konstant ist. Andernfalls würde der Sicherheitsfaktor in jedem Punkt der Gleitflächen einen anderen Wert annehmen.

† Je stärker man die Festigkeit in den Gleitflächen ausnützen möchte, umso grössere Verformungen treten auf. Man vermeidet dies, indem man einen höheren Sicherheitsfaktor wählt, als dies aus Gründen der Tragsicherheit alleine notwendig wäre. Damit wird die Scherfestigkeit der Materialbrücken massgebend im Unterschied zu jener der Trennfläche.

‡ Beispiel: Anker können die „rückhaltenden" Kräfte erhöhen oder die „treibenden" Kräfte verringern. LONDE schlug vor, bei vorgespannten Ankern die „treibenden" Kräfte zu verringern, da die Vorspannung wirke, bevor sich der potentielle Bruchkörper in Bewegung setzt. Bei schlaffen Ankern hingegen sollen die „rückhaltenden" Kräfte erhöht werden, weil sich diese erst nach einer gewissen Bewegung einstellen können [8.20].

§ ICOLD [8.12] schreibt dazu: *„Such a definition assumes the impossible i.e. the increase of water load which, with maximum flood level assumptions, could only be increased by changing its specific gravity. This number, frequently in the range of 4 - 8* [für Bogenmauern; 2 - 4 für Gewichtsmauern] *has little to do with the quantification of the dam safety."*

Für jede *Bemessungssituation* (Kap. 6.5) lassen sich Kombinationen von Einwirkungen ableiten, deren Eintretenswahrscheinlichkeit den Betrag des „erforderlichen" Globalsicherheitsfaktors beeinflusst [8.22]: Je seltener der Lastfall, desto höhere potentielle Schäden und damit niedrigere Sicherheitsfaktoren werden akzeptiert, solange kein Versagen des Tragwerks eintritt. Pro Lastfall, zumindest aber pro Bemessungssituation, muss daher ein eigenes $\gamma_G \geq 1.0$ festgelegt werden [8.23]. Die Höhe des „erforderlichen" Globalsicherheitsfaktors hängt aber noch von weiteren Gegebenheiten ab: So zum Beispiel von der Art des Bauwerks, von der Einheitlichkeit des Untergrundes, vom Umfang und der Zuverlässigkeit der Untersuchungen über seine Eigenschaften, vom Kenntnisstand über die Einwirkungen, von der Verwendung der Höchst- oder Restfestigkeit, vom Einbezug der Kohäsion, von der Rückrechnung effektiver Bruchkörper oder von der Güte der rechnerischen Modellbildung* [8.24][8.25]. Die Frage nach der zahlenmässigen Grösse des im Einzelfall zu fordernden Globalsicherheitsfaktors kann deshalb nicht allgemein beantwortet werden†. Streng genommen ist es weder möglich noch sinnvoll, einen allgemein verbindlichen Zahlenwert anzugeben, der allen Kriterien gerecht wird [8.27][8.28]. Vielmehr ist richtigerweise der jeweilige Betrag in das Ermessen des Fachmanns gestellt [8.29], der sich auf Erfahrungen mit vergleichbaren Tragwerken stützt und letztendlich die Verantwortung für die Sicherheit „seines" Tragwerks übernimmt‡. Bei Staumauern in der Schweiz erfolgt überdies eine Kontrolle durch einen unabhängigen Experten sowie die staatliche Aufsichtsbehörde.

Für jeden potentiellen Bruchkörper, jeden Lastfall und jede Kombination von Festigkeitsparametern bestimmt man somit ein γ_G und vergleicht es mit dem Vorgabewert. Der Minimalwert gibt Auskunft, ob unter den gegebenen Bedingungen kein Gleichgewicht mehr möglich ist ($\gamma_G < 1.0$; das Tragwerk muss aber nicht zwingend versagen) resp. wie gross der Abstand zum idealisierten Bruchzustand ist ($\gamma_G \geq 1.0$). Der Felskörper mit dem kleinsten Sicherheitsfaktor hat dabei die grösste Versagenswahrscheinlichkeit; man bezeichnet ihn als sog. *massgebenden Bruchkörper*. „Wie viel sicherer" ein Körper mit einem höheren Globalsicherheitsfaktor ist, lässt sich quantitativ nicht voraussagen. Selbst für sehr hohe Sicherheitsfaktoren verbleibt stets eine geringe Eintretenswahrscheinlichkeit für unerwünschte Ereignisse.

8.2.4 Teilsicherheitsfaktoren

Teilsicherheitsfaktoren sollen Unsicherheiten an ihrer Quelle abdecken [8.11]. Die Last- und Widerstandsfaktoren unterscheiden sich je nach Autor und Bemessungssituation und variieren erheblich§. Trotz aller Bestrebungen zur Harmonisierung war es bisher nicht möglich, europaweit allgemein verbindliche Werte zu bestimmen*.

---

* Beachte: Bei einem geringen Kenntnisstand und Wahl eines sehr tiefen Sicherheitsfaktors könnte eine erhebliche Versagenswahrscheinlichkeit vorliegen. In solchen Fällen empfiehlt es sich, den Sicherheitsfaktor höher anzusetzen.

† *„There is a wide range of acceptable values of calculated F*[actors of Safety] *and opinions may differ not only from one country to another but from one organisation to another. In fact there may be important differences of opinion between recognized experts"* [8.26].

‡ In der Schweiz werden folgende Werte empfohlen [8.30]: Normalfall $\gamma_G = 1.5$ ($c = 0$) bzw. 5 ($c > 0$), Ausnahmefall $\gamma_G = 1.3$ bzw. 4, Extremfall $\gamma_G = 1.1$ bzw. 3. Vorhandene Kohäsion kann bei tief angesetztem Reibungswinkel berücksichtigt werden, wobei auf Versuchsresultate oder allenfalls in der Literatur publizierte Resultate zurückgegriffen werden sollte.

§ Beispiele aus der Literatur [8.31][8.32]: Ständige Einwirkungen $\gamma_E = 0.85 – 1.25$, veränderliche Einwirkungen $\gamma_E = 1.0 – 1.5$ (Wasserdruck $\gamma_E = 0.85 – 1.25$; [8.22]: 2). Kohäsion $\gamma_R = 1.5 – 2$ ([8.33]: 3 – 5), Reibungswinkel (tan φ) $\gamma_R = 1.2 – 1.3$ ([8.33]: 1.5 – 2), beide zusammen $\gamma_R = 1.3 – 1.5$. Hierzu folgender Hinweis: *„In small dams the loads applied on the rock are also small, and therefore the cohesion implies a very important percentage of the total shear strength of the rock. In high dams, specially in arch dams, … the cohesion plays a secondary roll, and the stability of the work depends on the*

TAYLOR führte 1948 separate Sicherheitsfaktoren für die Scherparameter ein, um die Stabilität von Lockergesteinsböschungen zu untersuchen [8.12][8.16]. Diesen Ansatz erweiterte BRINCH HANSEN, indem er zur Bemessung von Stützmauern und Fundamenten Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen verwendete. Die Faktoren wurden später verfeinert, um noch gezielter auf die Unsicherheiten (besonders die statistische Streuung) einzugehen. Damit wollte man die Sicherheitsdefinition näher an die Wahrscheinlichkeitstheorie rücken [8.22].

II Nachweis auf Bemessungsniveau

Für massgebende Bemessungssituationen ist nachzuweisen, dass keine relevanten Grenzzustände überschritten werden. Die Analysen beruhen auf Bemessungswerten, die von charakteristischen Werten ausgehen. Letztere korrigiert man mit einem Teilsicherheitsfaktor, der umso grösser ist, je stärker die Kenngrössen erfahrungsgemäss streuen. Jede Bemessungssituation und damit auch jeder Lastfall wird geprägt durch eine „Leiteinwirkung", die man in extremer Form und Grösse ansetzt [8.7]. Kompatible „Begleiteinwirkungen" werden reduziert in Rechnung gestellt, um die geringere Wahrscheinlichkeit eines gleichzeitigen Auftretens der ungünstigsten Werte mehrerer unabhängiger Einwirkungen zu berücksichtigen [8.9].

Die Umstellung vom Global- aufs Teilsicherheitskonzept stellt einen weitgehenden Eingriff in die Dimensionierungspraxis dar [8.22]. In der Felsmechanik sprechen keine Argumente dafür – im Gegenteil: So fehlt z.B. ein Ansatz, welcher die Aspekte zur Beschreibung von Trennflächen mit Teilsicherheitsfaktoren verknüpfen und in kinematische Überlegungen einbauen würde. Unklar ist auch, nach welchen Kriterien beispielsweise ein hydrostatischer Wasserdruck mit einem Teilsicherheitsfaktor erhöht, ein Sohlwasserdruck reduziert oder ein Kluftwasserdruck korrigiert werden sollte. Zudem beeinflusst die Verwendung von Bemessungswerten die Richtung und den Betrag der Gesamtresultierenden aller angreifenden Kräfte und damit die Kinetik.

Der Grat zwischen Sicherheit und Wirtschaftlichkeit, auf dem sich der Ingenieur bewegen muss, bleibt schmal. Eine Aufsplitterung der an sich schon kleinen Sicherheiten in Teilbeträge an verschiedenen Stellen ist deshalb nicht geeignet, die Arbeit bei gleichbleibender Effizienz transparenter zu gestalten [8.29]. Zudem bevorzugen viele Fachleute unverfälschte Parameter, weil sie damit ein physikalisches Gespür für die Fragestellung entwickeln, anstatt hypothetische Berechnungen mit korrigierten Parametern durchzuführen [8.1].

8.3 Probabilistische Sicherheitsdefinition

Bei dieser Sicherheitsdefinition wird die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit P_f angestrebt. P_f ist im strikt mathematischen Sinne die quantitative Abschätzung der Möglichkeit für das Überschreiten eines Grenzzustandes. Anschliessend stellt man der berechneten Versagenswahrscheinlichkeit eine theoretisch zulässige gegenüber.

---

friction angle. In these cases, the required safety factor of the friction angle can be equal or superior to that of the cohesion. The contrary happens in little dams or when the loads are not very high" [8.34].

* Es herrscht keine einheitliche Auffassung, weil man einerseits mit der Parameter- und Modellunsicherheit ringt, andererseits ein System von rein empirischen Werten sucht, das im Durchschnitt eine hohe Übereinstimmung mit früher ausgeführten Konstruktionen aufweist, deren Abmessungen sich bisher als vernünftig gezeigt haben. Gerade bei Staumauern fehlt jedoch eine breit abgestützte Erfahrung, da diese bekanntlich Unikate darstellen.

Die vorhandenen Unsicherheiten der einzelnen Parameter werden mathematisch in *Dichtefunktionen* erfasst. Diese lassen sich durch den *Typ* (z.B. Normalverteilung), die *Bandbreite* (x_{min}, x_{max}) und einen *Referenzwert* x_{ref} beschreiben, der in der Regel dem wahrscheinlichsten Wert entspricht. Die Kurven der Verteilungsdichte zeigen anschaulich die „Wahrscheinlichkeit", mit der die Grösse bestimmte Werte annehmen kann. Die Wahl geeigneter Dichtefunktionen hängt von den zur Verfügung stehenden Informationen ab. Fasst man alle Werte für den Widerstand R und die Auswirkung E zu je einer Kurve zusammen und trägt beide Kurven in einem gemeinsamen Achsenkreuz (Abb. 8.3) auf, so liegen sie entweder nebeneinander (R - E ≥ 0: Kein Versagen) oder überschneiden sich (R - E < 0: Versagen). Die Versagenswahrscheinlichkeit $P_f = p$ (E > R), d.h. die Häufigkeit für das Auftreten der Konstellation E > R, entspricht der eingefärbten Fläche in Abbildung 8.3*. Bevorzugt man statt des Sicherheitsabstandes einen Faktor, so entspricht die Versagenswahrscheinlichkeit $P_f = p$ ($\gamma_G < 1$) dem Anteil Globalsicherheitsfaktoren kleiner 1 an der Gesamtzahl der Rechengänge (Abb. 8.4).

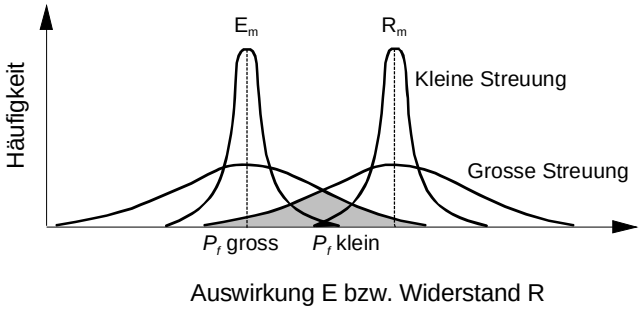


Abb. 8.3 Beziehung zwischen E, R und $P_f = p$ (E > R) bei konstantem $\gamma_A = R_m - E_m$. Die Sicherheit ist umso grösser (resp. P_f umso kleiner), je weiter die Häufigkeitskurven auseinander liegen und je geringer die Streubreite ist.

Zur Ermittlung der Wahrscheinlichkeitsverteilung stehen verschiedene Näherungsmethoden zur Verfügung: Numerische Simulation, TAYLOR-Reihenentwicklung oder eine Punktabschätzung nach ROSENBLUETH. Bei der *Monte Carlo Methode* führt man repetitiv eine grosse Anzahl von Einzelberechnungen mit ausgewählten Eingabeparametern gemäss einer angenommenen Verteilung durch, bestimmt den Sicherheitsfaktor und wertet die Resultate statistisch aus (Abb. 8.5). Sie ist attraktiv, weil sie probabilistische Probleme mit einem deterministischen Algorithmus löst und alle Arten von Dichtefunktionen erlaubt. Bei voneinander abhängigen Parametern kann sie allerdings zu falschen Resultaten führen.

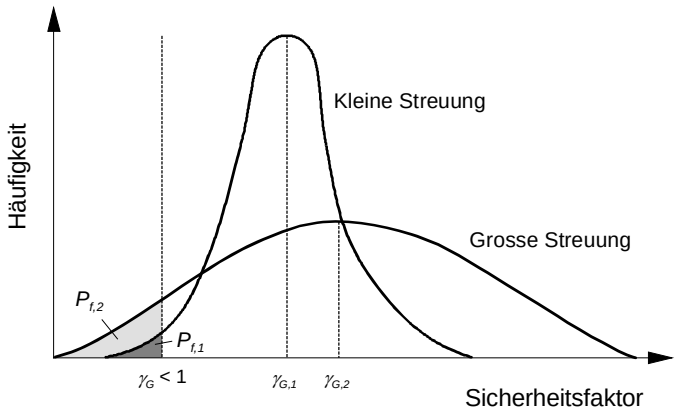


Abb. 8.4 Je nach Streubreite kann ein höherer Sicherheitsfaktor $\gamma_{G,2} > \gamma_{G,1}$ eine höhere Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f,2} = p$ ($\gamma_G < 1$) > $P_{f,1}$ zur Folge haben. Eine solche Häufigkeitsverteilung lässt sich z.B. mit Hilfe einer numerischen Simulation bestimmen.

* *„Note that the margin of safety concept ... can only be used where the resisting and displacing forces are independent variables. This condition would apply where the displacing force is the structural load, and the resisting force is the installed reinforcement. However, where the resisting force is the shear strength of the rock, then this force and the displacing force are both functions of the weight of the foundation, and are not independent variables"* [8.32].

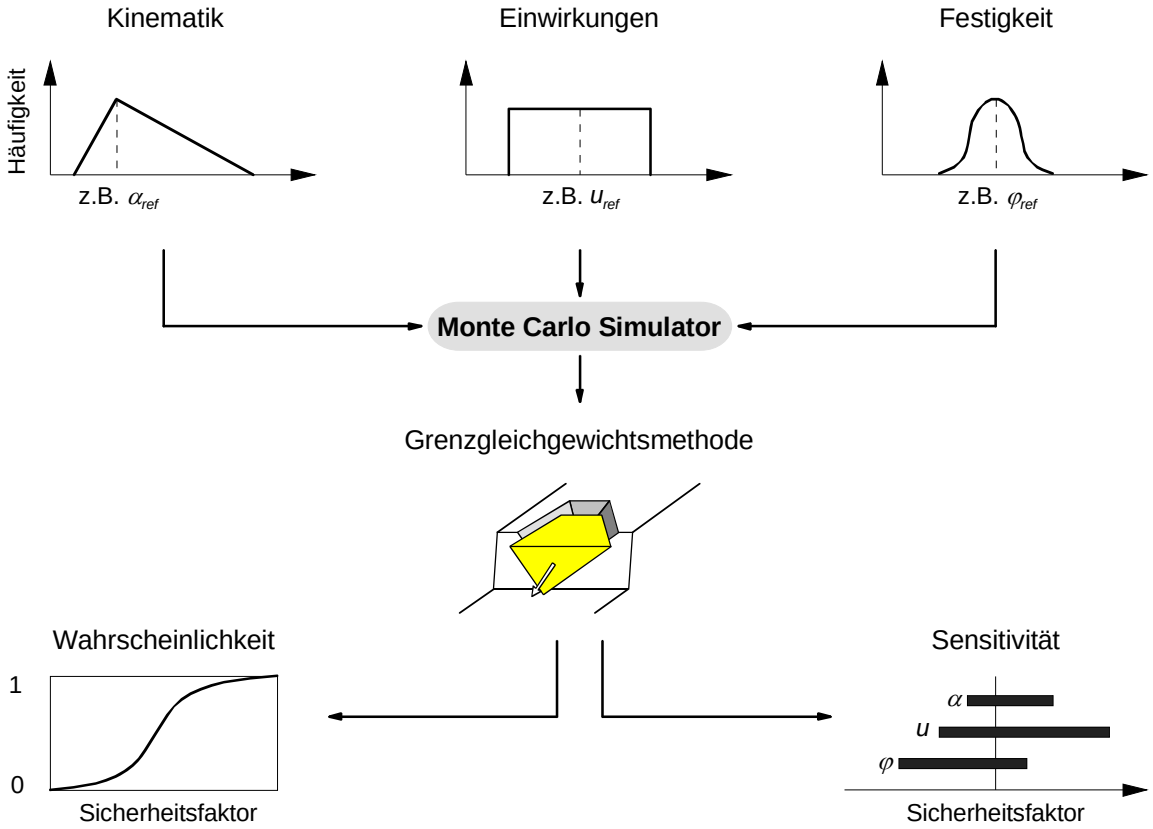


Abb. 8.5 Numerische Simulation zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit P_f (hier anhand einer Summenkurve) bzw. der Empfindlichkeit des Globalsicherheitsfaktors auf die Änderung einer einzelnen Dichtefunktion.

Die Fachwelt steht einer probabilistischen Betrachtung der Tragwerkssicherheit zurückhaltend, ja zum Teil ablehnend gegenüber. Dies hat sachliche und psychologische Ursachen:

- *Parameterunsicherheit:* Die Zuverlässigkeit der Resultate hängt von der Qualität der Eingabedaten ab. Ohne geeignete Datensätze erweist sich die Bereitstellung zutreffender Dichtefunktionen als schwierig [8.26]. So lassen sich einige Parameter nur rudimentär erfassen (Versatz, Überlappung, Kluftwasserdruck im Bruchzustand oder Erdbebenfall etc.). Zudem besteht die Gefahr eines Missbrauchs, indem voneinander abhängige Grössen verwendet werden (z.B. Erstreckung und Kohäsion, Gesamtresultierende aller angreifenden Kräfte und Scherparameter). Verschärfend wirkt die Kombination „hohe Einwirkung - tiefe Festigkeit“ mit Werten an den Enden der Verteilungskurven, deren Voraussage allergrösste Schwierigkeiten bietet [8.5].
- *Modellunsicherheit:* Wird meist vernachlässigt, weil darüber wenig Wissen existiert [8.35].
- *Effektive Versagenswahrscheinlichkeit:* Heute ist es nicht möglich, ein absolutes Mass für die tatsächliche Gefährdung zu ermitteln [8.36]. Die Parameter werden zwar quantifiziert und in ein mathematisch exaktes Gefüge eingebaut, doch sind in jedem Schritt Annahmen zu treffen. Zudem würde ein solcher Wert nur aussagen, dass sich im Felsfundament ein Bruchkörper mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit innerhalb eines bestimmten Zeitraums bilden könnte. Ob und wann das Tragwerk versagen würde, wäre damit nicht definierbar [8.37]. Für andere Gefährdungsbilder sind eigene Untersuchungen erforderlich.

- *Zulässige Versagenswahrscheinlichkeit:* Unabhängig von jeder Berechnung stellt sich die Frage, welche Versagenswahrscheinlichkeit zulässig ist. Eine solche Angabe wäre für Kosten-/Nutzenanalysen wichtig, birgt aber die Gefahr, dass starre Werte ungewollt aufwändige Lösungen erfordern. So muss ein Wert für eine Staumauer in einem unbewohnten Tal nicht gleich sein wie jener einer Talsperre oberhalb einer Grossstadt. Der Ansatz einer statistischen Untersuchung bestehender Tragwerke greift zu kurz, weil bei Prototypen die Übertragbarkeit der Daten nicht gewährleistet ist*. Die Antwort liegt sowohl in der Verantwortung von Fachleuten, als auch in jener der Gesellschaft, welche die Folgen eines unerwünschten Ereignisses zu übernehmen hätte.

Probabilistische Untersuchungen mögen vom theoretischen Standpunkt interessant sein, haben aber einen geringen praktischen Nutzen [8.5][8.37]. Einzig im Bergbau wird diese Sicherheitsdefinition seit langem mit Erfolg für Kosten-/Nutzenanalysen verwendet, weil dort sehr viele Daten in einem kleinen Gebiet erhoben werden [8.25]. Der Ingenieur will in erster Linie wissen, wo kritische Felskörper liegen und wie er solche sichert. Als Hilfsmittel zur Beantwortung dieser Fragen ist der Globalsicherheitsfaktor nach wie vor bestens geeignet – v.a. in Kombination mit einer Sensitivitätsanalyse.

8.4 Sensitivitätsanalyse

Die Unwägbarkeiten in Bezug auf die Parameter und die Tatsache, dass sich kein Sicherheitsfaktor in Natura beobachten lässt, haben einige Ingenieure zur Einsicht geführt, dass der Sicherheitsfaktor weniger eine absolute als vielmehr eine relative Bedeutung haben sollte [8.27]. Hierbei würde er als Index oder Ordnungsmass dienen, um die Auswirkungen unterschiedlicher Annahmen abzubilden. Der Sinn von Stabilitätsuntersuchungen läge in erster Linie darin, den Einfluss verschiedener Parameter auf den Sicherheitsfaktor herauszustellen und Mindestwerte zu ermitteln. Durch die Änderungsquote des Sicherheitsfaktors werden kritische, für die Stabilität ausschlaggebende Faktoren identifiziert. In der Folge kann man das Schwergewicht weiterer Untersuchungen darauf ausrichten und Massnahmen anordnen, die gezielt bei diesen Einflussgrössen ansetzen (z.B. Sondierstollen, Labor- oder Feldversuche, Drainagebohrungen, Scherdübel) [8.5].

Es ist daher sinnvoll, Berechnungen mit oberen und unteren Grenzwerten der Parameter auszuführen, um eine realistische Streubreite der zu erwartenden Ergebnisse zu erhalten. Die Anzahl Kombinationen von Mittel- und Grenzwerten kann jedoch sehr gross werden; Arbeiten von geringem Wert sind deshalb schon früh durch Urteilsvermögen zu eliminieren [8.32]. Die Darstellung der Resultate erfolgt in Diagrammen, in welchen der Verlauf des Sicherheitsfaktors in Funktion der variierten Grösse ersichtlich wird (siehe Kapitel 12 – 14). Zeichnet man mehr als einen Parameter auf, so sollten die Werte prozentual aufgetragen werden. Die prozentuale Änderung entspricht dabei der relativen Differenz zwischen dem unteren (0 %) und oberen (100 %) Grenzwert. Eine andere Darstellung zeigt Abbildung 8.5. Eine zusammenfassende Beurteilung wägt alle Aspekte ab, welche die Sicherheit beeinflussen, und erläutert die Ursachen für eine hohe Empfindlichkeit des Sicherheitsfaktors.

---

* *„A statistical figure derived from historical records of failure and the number of existing dams has no relevance to an individual dam and would do injustice to a dam carefully designed, constructed, operated and maintained by competent engineers“* [8.22].

9 Untersuchungsmethode

Eine Sichtung der publizierten Ansätze zur Untersuchung der vorliegenden Fragestellung lässt eine ganze Reihe davon erkennen. Standen ursprünglich Experimente im Vordergrund, werden heute fast ausschliesslich mathematische Untersuchungsmethoden angewandt. Nur selten finden sich jedoch Hinweise auf ihre Grenzen sowie den Aufwand für aussagekräftige Resultate. Eine Klarheit darüber drängt sich aber insofern auf, als gerade die neueren Methoden mit ihren graphisch ansprechenden Simulationen wegen der komplexen theoretischen Grundlagen dem praktischen Ingenieur eine zutreffende Beurteilung erschweren.

Nachfolgend versuchen wir, eine Systematik in die Untersuchungsmethoden zu bringen (Abb. 9.1). Im Grundsatz unterscheidet man die experimentellen und die mathematischen, d.h. die graphischen, analytischen und numerischen Methoden [9.1]. Untersuchungen an *physikalischen Modellen* wurden hauptsächlich vor und zu Beginn der Entwicklung der Felsmechanik vorgenommen. Später gelangten graphische und analytische Methoden zur Anwendung, die zunehmend durch leistungsfähigere numerische Methoden verdrängt wurden. Die analytischen und numerischen Methoden verwenden *Berechnungsmodelle*, die man wiederum in zwei Gruppen einteilen kann: In vom Belastungsgang abhängige (*Deformationsmethode*) bzw. unabhängige Verfahren (*Grenzgleichgewichtsmethode*).

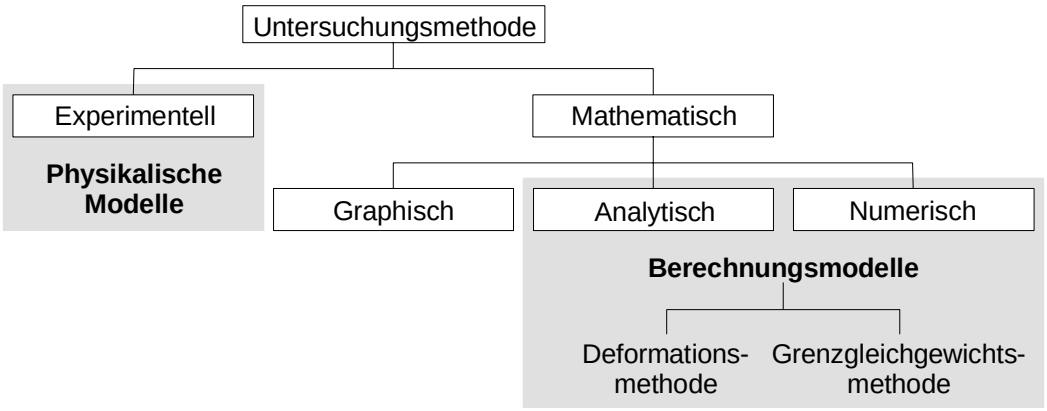


Abb. 9.1 Unterteilung der Untersuchungsmethoden.

Der Gründungskörper lässt sich auf zwei Arten nachbilden: Beim *Kontinuum* wird der Untergrund als ein lückenlos, stetig zusammenhängendes Medium mit lokal anderen Eigenschaften aufgefasst. Beim *Diskontinuum* erscheint er als ein in Einzelkörper auflösbares Ganzes, die in den gemeinsamen Berührungspunkten, -linien oder -flächen Kräfte übertragen. Als massgebendes Kriterium gilt das Flächengefüge – insbesondere der Abstand der Trennflächen im Vergleich zur Grösse des Sperrenkörpers. Ist der Abstand gering, so kann das Flächengefüge als statistisch homogen verteilt angesehen werden; andernfalls wäre eine gesonderte Betrachtung angemessener. Die Berechnungsmodelle für das Diskontinuum gehören entweder zu den *statischen* oder den *dynamischen* Methoden: Bei den einen bleiben die an den Einzelkörpern angreifenden Kräfte während der Bewegung konstant, bei den andern ändern sie [9.2].

Nun sollen die wesentlichen Vorstellungen zur Untersuchung der Stabilität von Felsböschungen und -gründungen erörtert werden. Dies ist durch eine Gegenüberstellung der verschiedenen Methoden am ehesten möglich. Wir beschränken uns auf die physikalischen Modelle sowie die gängigsten Berechnungsmodelle, wobei räumliche Ansätze im Zentrum stehen. Auf einige besonders wichtige konzeptuelle und handwerkliche Grenzen wird hingewiesen. Für eine eingehende Behandlung verweisen wir auf die Lehrbücher resp. die Fachliteratur.

9.1 Physikalische Modelle

Es bildet das Tragwerk in einem kleineren Massstab in einem dazu geeigneten Material nach [9.1]. An diesem werden der Verformungszustand und die Schnittkräfte bestimmt, um sodann mittels Modellgesetzen auf die Beanspruchung des wirklichen Tragwerks zu schliessen.

Im Talsperrenbau haben solche Modelle eine lange Tradition: Bereits 1908 untersuchten WILSON & GORE in England das Verhalten einer Gewichtsmauer auf einer elastischen Fundation an ebenen Gummi-Modellen [9.3]. 1925 – 1930 wurden in den Vereinigten Staaten von Amerika Tests an der 18 m hohen Stevenson Creek-Bogenmauer sowie einem Zelluloid- und Betonmodell (1:40, 1:12) durchgeführt [9.4][9.5]. Für den Entwurf der 240 m hohen Bogengewichtsmauer Boulder verwendete das Bureau of Reclamation 1930 – 1935 ein Gipsmodell (1:240), das durch Quecksilber belastet wurde. Die Resultate bestätigten die Gültigkeit der „Trial load"-Berechnungsmethode. 1935 – 1938 führte die Polytechnische Hochschule in Mailand Versuche an photoelastischen Modellen durch, um das Verhalten breiter Bogenmauern auf einem elastischen Felsfundament zu ergründen. Weitere Studien an räumlichen Modellen galten dem Verhalten von Zylindermauern. Es zeigte sich, dass die vertikalen Kragarme grossen Biegespannungen ausgesetzt waren, die durch den Entwurf einer Kuppelmauer und die Anordnung einer Umfangsfuge reduziert werden konnten. Nach dem zweiten Weltkrieg wurden verschiedene Studien für hohe Talsperren in Angriff genommen. Das damit verbundene Bedürfnis nach Versuchen an physikalischen Modellen führte weltweit zur Gründung mehrerer auf dieses Gebiet spezialisierter Forschungsinstitute*. Sie untersuchten das Verhalten ebener oder räumlicher Modelle im Gebrauchszustand und führten Bruchversuche auch im grossen Massstab durch, um das Tragwerksverhalten im Extremfall zu studieren und einen globalen Sicherheitsfaktor zu bestimmen [9.8]. In den Jahren 1955 –1960 entwickelten sich die *statischen* zu den *geomechanischen Modellen* weiter, welche die felsmechanischen Eigenheiten des Gründungskörpers genauer abzubilden suchten [9.9]. Beide Arten konnten sich trotz der langsam aufkommenden numerischen Methoden noch eine rechte Zeit lang behaupten, kommen mittlerweile aus Kostengründen aber nur noch für Sonderfälle zur Anwendung (z.B. bei spezieller Mauerform). Eine neuere Entwicklung stellen *Zentrifugenmodelle* dar.

---

* Hierzu gehören neben solchen in England, Frankreich, Spanien, Russland, Japan, China oder den Vereinigten Staaten von Amerika v.a. das ***L**aboratorio **N**acional de **E**ngenharia **C**ivil* (gegr. 1946) in Lissabon, Portugal und das ***I**nstituto **S**perimentale **M**odelli **e** **S**tatture* (gegr. 1951) in Bergamo, Italien [9.6][9.7].

Statische Modelle

In den zwei bekanntesten Forschungsinstituten verlief die Entwicklung wie folgt:

- *LNEC:* Das Tragwerk wurde als Block (1:100 – 1:500) in einer Schalung hergestellt und mit einer Fräse verfeinert. Das Verhältnis der E-Moduli von Beton und Fels modellierte man mit Zuschlagsstoffen diverser Dichte oder durch Perforation des Untergrundes. Für Versuche im Gebrauchszustand wirkte nur der hydrostatische Wasserdruck (Quecksilberbeutel), im Bruchzustand auch das Eigengewicht (hydraulische Pressen) [9.10].
- *ISMES:* Die Schalung für den Sperrenkörper (1:30 – 1:120) war mit den Verankerungen vertikaler Zugdrähte versehen und wurde in einen der Topographie nachempfundenen armierten Betonblock eingebettet [9.11]. Nach dem blockweisen Ausgiessen mit speziellen Materialien zur Näherung der E-Moduli verpresste man die Fugen und brachte das Eigengewicht durch Spannen der unter dem Modell fixierten Zugdrähte auf. Je nach Beschaffenheit des Untergrundes konnten einzelne Bereiche detaillierter modelliert sein, wobei das Eigengewicht wiederum durch Zugdrähte simuliert wurde. Den hydrostatischen Wasserdruck brachte man mit hydraulischen Pressen (Abb. 9.2) oder flüssigkeitsgefüllten Beuteln auf.

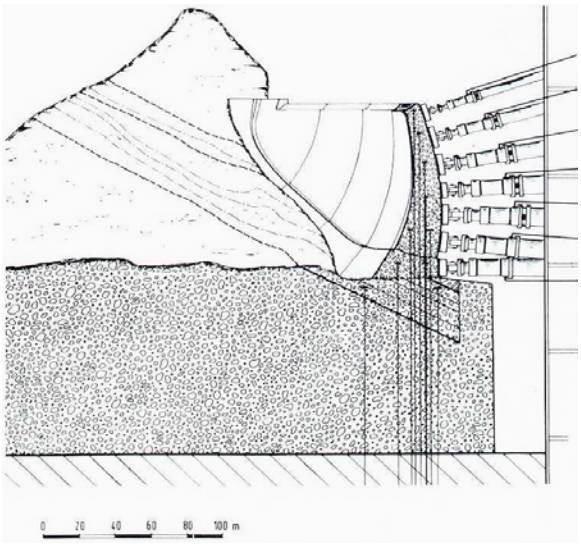


Abb. 9.2 Modell (1:100) der 104 m hohen Bogengewichtsmauer Ridracoli (IT) am ISMES mit Zugdrähten und hydraulischen Pressen zur Aufbringung des Eigengewichts bzw. des hydrostatischen Wasserdrucks [9.12].

Homogen aufgebaute Modelle versagten in der Regel durch Bruch nahe der Mauerkrone, am luftseitigen Sperrenfuss oder durch Abscheren entlang der Gründungsfuge (Globalsicherheitsfaktor $\gamma_G > 10$). Bei einem anderen Untergrund trat dort der Bruch früher auf (γ_G ca. 8 – 9) [9.13]. Für Stabilitätsuntersuchungen der vorliegenden Art waren solche Modelle ungeeignet, da sich das Eigengewicht des ganzen Gründungskörpers nicht simulieren lies [9.11].

Gemäss einer Umfrage des Schweizerischen Talsperrenkomitees wurden statische Modelle der Bogenmauern Contra und Valle di Lei (1:66.6), Gigerwald (1:200), Limmern, Nalps, Zervreila, Zeuzier (alle 1:250) sowie Luzzone (1:333) untersucht [9.14].

Geomechanische Modelle

Hier wurde das Flächengefüge unter Beachtung seiner Eigenschaften nachgebildet (Abb. 9.3): Der Gründungskörper bestand aus ebenen Quadern unterschiedlicher Dichte; sie ahmten mit den Abmessungen die realen Abstände nach. Um eine beschränkte Erstreckung bzw. Materialbrücken zu berücksichtigen, wurden sie lokal zusammengeklebt [9.10][9.11]. Hydraulische Pressen oder Beutel mit Flüssigkeiten geeigneter Dichte simulierten den Wasserdruck auf den Sperrenkörper und den Dichtungsschirm (Abb. 9.2). Potentielle Gleitflächen versah man mit luftgefüllten Auftriebskissen [9.9]. Ausser der Eigenlast, dem Stau- und Schirmdruck sowie dem Auftrieb wurden keine anderen Einwirkungen wie z.B. Erdbeben angesetzt.

Der Bruch des Modells wurde durch Erhöhung des Wasserdrucks bis auf ein Stauziel über der Mauerkrone erzwungen (Simulation einer überschwappenden Welle). Entgegen jeder physikalischer Realität wurden nur die horizontalen, nicht aber die vertikalen Kräfte erhöht [9.16]. Als Variante suchte man die Scherfestigkeit in einer potentiellen Bruchfläche zu verringern (Simulation des Auftriebs), doch liess sich die Reibung aus versuchstechnischen Gründen nicht beliebig reduzieren. Der Quotient zwischen aufgebrachter Bruch- und Normallast (Kap. 8.2.3) erreichte Werte von 4 (= viermal hydrostatischer Wasserdruck!) und mehr [9.3]; das Potentialfeld im Untergrund blieb unberücksichtigt†.

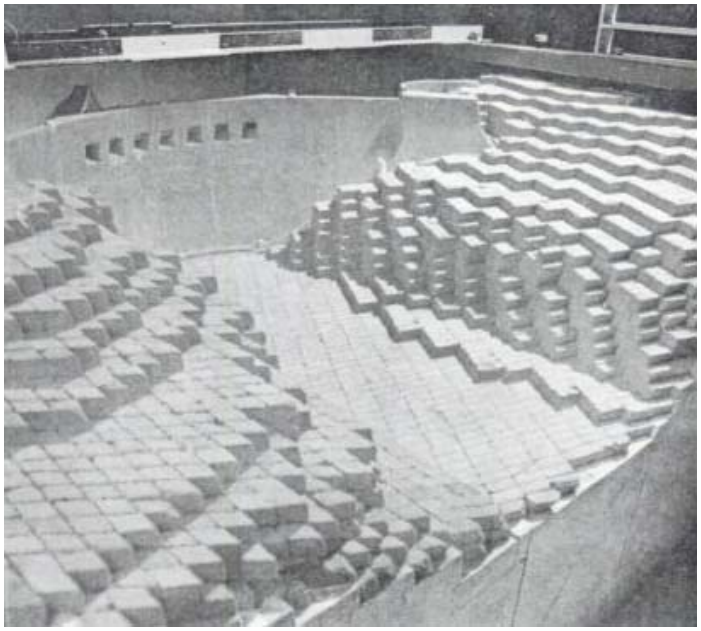


Abb. 9.3 Geomechanisches Modell (1:200) der 85 m hohen Mehrfachgewölbemauer Cambambe (AO) am LNEC [9.15].

Von den Staumauern in der Schweiz wurden z.B. die Bogenmauern Hongrin (1:55), Emosson (1:100) und St. Maria (1:300) mit solchen Modellen untersucht [9.14]. Weitere Beispiele ausländischer Mauern: Gewichtsmauer Mequinenza (ES; 1:60), Kuppelmauer Canelles (ES) und Bogenmauer Ca'Selva (IT; 1:80), Zylindermauer Vaiont (IT; 1:85), Kuppelmauer Kurobe (JP), Bogengewichtsmauer Ridracoli (IT; 1:100; Abb. 9.2), Kuppelmauer Susqueda (ES), Bogenmauer Grancarevo (BA; 1:120), Gewichtsmauer Three Gorges (CN), Bogengewichtsmauer Pertusillo (IT; 1:150), Mehrfachgewölbemauer Cambambe (AO; Abb. 9.3), Bogenmauer Ertan (CN) (1:200).

Zentrifugenmodelle

Eine Alternative zur Simulation des Eigengewichtes bietet die Zentrifuge. Solche Versuche sind indes teuer, weil zum einen die Kosten für die Einrichtung selber, zum andern jene für die aufwendigen Messungen im rotierenden Modell anfallen [9.17]. Aus diesem Grund gibt es nur in wenigen Ländern derartige Versuchsanlagen, die v.a. zu Forschungszwecken dienen.

1992 führten LIN ET AL. [9.18] an der Universität von Colorado (US) den ersten Versuch im Massstab 1:170 an einer 48 m hohen Bogenmauer durch. Das Modell war 1.19 m lang, 1 m breit und 0.68 m hoch. Drei Kluftscharen gliederten den Felsuntergrund in Quader; dazwischen zirkulierte Wasser. Die Versuche wurden bis zum Bruch des Widerlagers durchgeführt.

---

† FUMAGALLI notiert: *„In the orbit of idealization of this type it is evident that the geomechanical model produces more limited margins of safety than conventional static models. Nevertheless, because of the extreme caution exercised, tending to guarantee every aspect of the project and its foundation from eventual disaster, the value of the factor of safety so obtained assumes the significance of a lower limit below which it is not humanly foreseeable to descend"* [9.11].

9.2 Berechnungsmodelle

Berechnungsmodelle sind vielseitiger, günstiger und rascher als Experimente. Forscher und Ingenieure haben im Laufe der Zeit eine Vielzahl analytischer und numerischer Methoden entwickelt, um den Felsuntergrund abzubilden. Sie unterscheiden sich in den Grundannahmen und Konzepten, je nachdem, welche Fragestellung untersucht und welche Verfeinerung angestrebt wird [9.19].

9.2.1 Deformationsmethode

Deformationsmethoden beruhen auf einem Stoffgesetz, mit welchem der Verformungsverlauf vor und nach dem Erreichen der Tragfähigkeit bestimmt wird. Das Tragwerk – insbesondere der Gründungskörper mit seinem Flächengefüge – kann entweder als *Kontinuum* oder als *Diskontinuum* modelliert werden. Die Vereinfachungen berücksichtigen die Trennflächen in Art und Umfang unterschiedlich: Im einen Fall wird ein äquivalentes Kontinuum geschaffen, indem man ihre mechanische Wirkung in die Parameter zur Beschreibung des Felsuntergrundes einbaut. Das „Verschmieren der Trennflächen" erfolgt z.B. durch Einführen anisotroper Festigkeits- oder Verformungseigenschaften. Im anderen Fall werden die Trennflächen durch spezielle Elemente nachgebildet, die Verformungs- und Festigkeitseigenschaften inkl. Dilatanz berücksichtigen (Abb. 9.4) [9.21]. Im Extremfall lässt sich der Untergrund in Blöcke auflösen, die miteinander an den Trennflächen in Wechselwirkung stehen. Die Blockabmessungen entsprechen den Abständen des Flächengefüges. Der Übergang vom Kontinuums- zum Diskontinuumsmodell ist fliessend; in der Literatur finden sich sogar Kombinationen zu einem „hybriden" Modell. Sie wollen einerseits bereichsweise ein unterschiedliches Verhalten, andererseits die Transformation des Festgesteins vom Kontinuum zum Diskontinuum nachbilden [9.22].

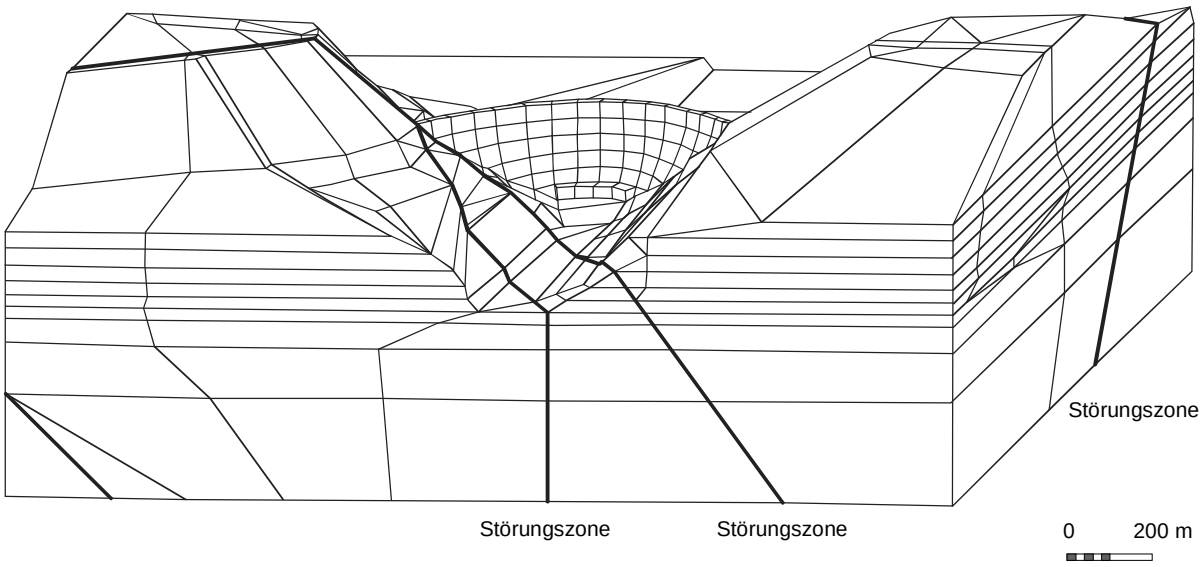


Abb. 9.4 Nichtlineares, elasto-plastisches Finite Element-Modell der 220 m hohen Bogenmauer Longtan (CN) samt Sperrstelle und drei markanten Störungszonen (je 50 cm dicke Kluftelemente). Modellabmessungen: 2'300 m breit, 1'600 m lang, 860 m hoch. Programm: COBEF3 [9.20].

Kontinuumsmodelle

Als Beispiele für numerische Lösungsverfahren sind die **F**inite **E**lement-**M**ethode, die **F**inite **D**ifference-**M**ethode und die **B**oundary **E**lement-**M**ethode zu nennen. Sie diskretisieren entweder das gesamte Kontinuum (FEM, FDM) oder beschränken sich auf dessen Umrandung (BEM). Die Abmessungen des Untersuchungsgebietes wählt man ausreichend gross, um Randeinflüsse weitgehend auszuschalten (Abb. 9.5). Verschiedene Elementtypen – u.a. Kluftelemente – bilden das Tragwerk nach, wobei jedem Element separate Eigenschaften zugeordnet werden können. Ausgehend vom ungestörten Zustand (Primärspannungszustand) lassen sich beliebige, zeitlich aufeinander folgende Bauzustände und Betriebszustände rechnerisch simulieren. Die Schwierigkeiten bei der Anwendung solcher Methoden liegen hauptsächlich darin, die für den Baugrund zutreffenden Stoffgesetze zu erarbeiten bzw. zu berücksichtigen. Im Prinzip ist es möglich, lineares und nichtlineares sowie elastisches und plastisches Spannungs-Dehnungsverhalten, Zeitabhängigkeit, Ver- und Entfestigung, Volumenverminderungen und anderes mehr durch spezielle Stoffgesetze zu erfassen. Auch die Abbildung von beliebig geformten Strukturen, Inhomogenitäten, komplizierten Randbedingungen oder gekoppelten Prozessen bietet keine grundsätzliche Schwierigkeit. Für kürzere Rechenzeiten lassen sich die Methoden sogar miteinander kombinieren [9.23].

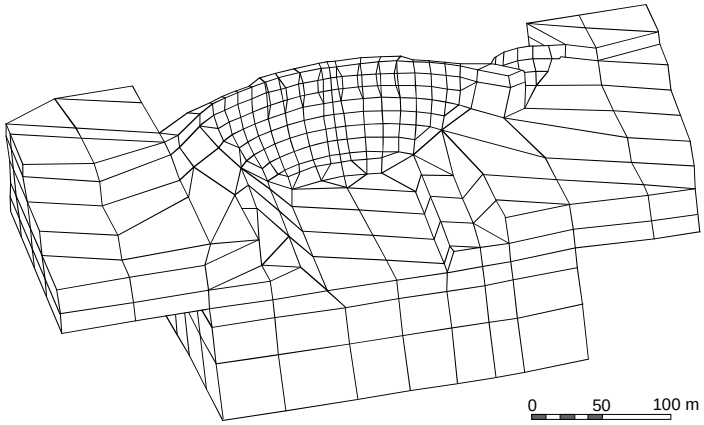


Abb. 9.5 Finite Element-Netz der 85 m hohen Mehrfachgewölbemauer Cambambe (AO); ihr geomechanisches Modell zeigt Abbildung 9.3 [9.15].

Vom Prinzip her erscheint ein Kontinuumsmodell geradezu ideal, um Stabilitätsprobleme zu untersuchen. Das Programm findet den kritischen Mechanismus selbst bei komplizierten Verhältnissen automatisch: Es ermittelt – beginnend bei einem Ausgangszustand – die sich bei zunehmender Belastung bildenden Fliesszonen bis hin zu einem Grenzzustand. Die Vorgabe eines Bruchkörpers ist nicht erforderlich. Da sich gleichzeitig auch die Verformungen berechnen lassen, kann der Versagensfall entweder nach dem Kriterium unerlaubter Verformungen oder durch Erreichen eines Grenzgleichgewichtszustandes gekennzeichnet werden; ein solcher macht sich bei manchen Verfahren dadurch bemerkbar, dass sich numerisch kein Gleichgewicht bestimmen lässt. Bei manchen ist dies jedoch eine Folge von numerischen Instabilitäten. Der Bruch wird entweder durch eine Erhöhung des hydrostatischen Wasserdrucks resp. der Wasserdichte oder durch eine Reduktion der Scherparameter herbeigeführt. Die Nachbildung der Mechanismen bleibt bescheiden, weil solche Modelle in den allermeisten Fällen begrenzte Verformungen voraussetzen.

In der Schweiz wurden einzig die Bogenmauern St. Maria, Mauvoisin und Luzzone mit einem räumlichen FE-Modell untersucht [9.14]. Weitere Beispiele aus dem Ausland: Gewichtsmauern Upper Stillwater (US), Mingtan (TW), Three Gorges (CN) und Itaipu (PY); Bogengewichtsmauern Theodore Roosevelt (US), Katse (ZA) und Houhe (CN); Pfeilerstaumauer Tirso (IT); Mehrfachgewölbemauer Cambambe (AO; Abb. 9.5) Bogenmauern Ernstbach (DE),

Suarna (ES), Inguri (RU), Longtan (CN; Abb. 9.4), Ertan (CN) und Lijiaxia (CN); Kuppelmauer Canelles (PT). Bei Letzterer erfolgte die nichtlineare FE-Berechnung an einem Modell mit 1208 Volumen- und 1505 Kluftelementen zur Darstellung von 12 Vertikalklüften, 5 Schicht- und 4 anderen Trennflächen. Neben 32 globalen Bruchkörpern identifizierte man 32 lokale auf der linken bzw. 5 auf der rechten Widerlagerseite sowie 5 Stück in Kombination mit den Schichtflächen [9.24].

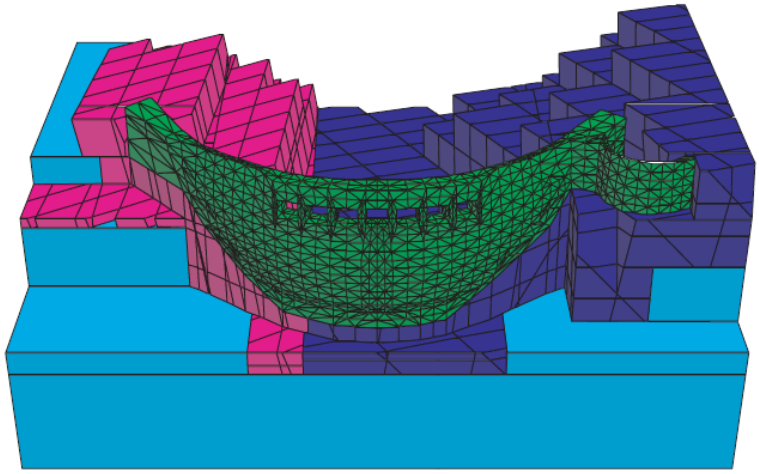


Abb. 9.6 Hybrides Modell der 85 m hohen Mehrfachgewölbemauer Cambambe (AO; vgl. Abb. 9.3). Um die Rechenzeit zu verringern, wählte man den Trennflächenabstand viermal grösser als in Realität. Programm: 3DEC [9.30].

Diskontinuumsmodelle

Mathematische Diskontinuumsmodelle kennt man erst seit den Siebzigerjahren: Nun stand nicht mehr das Kontinuum mit Trennflächen, sondern das Diskontinuum mit Kluftkörpern im Vordergrund. Die in der Fachliteratur als „Discrete Element Methods“ [9.25] bezeichneten Verfahren gehören zu den *dynamischen Methoden* und erlauben eine Translation und Rotation der Körper inkl. automatisch erkannter Aufhebung und Neubildung von Kontakten. Sowohl die Kluftkörper als auch die Kontakte können starr oder deformierbar sein. Wichtigste Vertreter dieser Gattung sind die **D**istinct **E**lement-**M**ethode [9.26][9.27][9.28] sowie die **D**iscontinuous **D**eformation **A**nalysis [9.29]. Beide Programme berechnen die Bewegung und Verformungen der Einzelkörper unter der Wirkung der an ihnen angreifenden Kräfte. Die Eingabe umfasst Angaben zum Flächengefüge, zum Gestein und zu den Einwirkungen (Lasten, Erdbeben, Wasser etc.). Wie anderswo liegen die Schwierigkeiten bei den Stoffgesetzen insbesondere für die Kontakte, die in grosser Vielfalt zur Auswahl stehen.

Im Unterschied zur Grenzgleichgewichtsmethode muss zu Beginn eines Berechnungsgangs weder ein potentieller Bruchkörper noch ein -mechanismus angenommen werden – beide treten im Laufe der Untersuchungen von selbst zu Tage. Je nach Wahl der Parameter bleibt das System von Kluftkörpern von Anfang an stabil oder sucht sich schrittweise einen neuen Gleichgewichtszustand; hierbei werden für die Stabilität massgebende Trennflächen allmählich sichtbar. Der Benutzer erhält Einblick in Bruchvorgänge und damit Grundlagen für ein qualitatives Verständnis des Verformungsverhaltens einer Menge von Einzelblöcken.

In der Schweiz wurde nur die Bogenmauer St. Maria mit einem räumlichen DEM untersucht [9.14]. Andere Beispiele aus dem Ausland sind die Zylindermauer Cushman No. 1 (US) sowie die Kuppelmauern Funcho (PT), Alqueva (PT) und Cambambe (AO). Bei Letzterer formten 174 finite Elemente den Sperrenkörper, 904 undurchlässige Blöcke den Gründungskörper (hybrides Modell; Abb. 9.6). Bei steifen Blöcken versagte das Tragwerk bei 80 m Überstau, bei verformbaren Blöcken bei 130 m Überstau. Um die Rechenzeit zu verkürzen, modellierte man die Unterströmung der Mauer mit einem äquivalenten Kontinuum [9.31].

9.2.2 Grenzgleichgewichtsmethode

Bis zur Einsatzreife der numerischen Untersuchungsmethoden wurde die Stabilität von Felsböschungen und -fundationen fast ausschliesslich mit den üblichen Gleichgewichtsverfahren für starre Körper nachgewiesen. Die vom Belastungsvorgang unabhängigen Verfahren basieren alle auf der Annahme eines Bruchmechanismus, anhand dessen eine Voraussage über die in der Gleitfläche für das Gleichgewicht notwendigen Schubspannungen erfolgt. Dieser Wert wird mit dem Scherwiderstand verglichen. Kennt man den massgebenden Bruchmechanismus nicht, so muss die Geometrie des gewählten Prüfbruchkörpers zur Auffindung der kleinsten Sicherheit variiert werden. Hierbei wird nur der Bruchzustand eines Bruchkörpers betrachtet; im Fels auftretende Spannungen, Verformungen oder ein progressives Versagen werden bei dieser *statischen Methode* nicht behandelt.

Für die Untersuchung der Stabilität *ebener Bruchkörper* kennen Lehre und Praxis mehrere Berechnungsverfahren. Zu erwähnen sind beispielsweise die Methoden von FELLENIUS* (1927), JANBU (1954), BISHOP (1955), MORGENSTERN & PRICE (1965), SPENCER (1967), KOVÁRI & FRITZ (1976), SARMA (1979), GUSSMANN (1982; **K**inematische **E**lement-**M**ethode) oder GIAM (1989; **G**eneralized **W**edge-**M**ethode) [9.33][9.34][9.35][9.36]. Sie erlauben die mathematische Untersuchung vielerlei Bruchkörper, seien diese nun monolithisch oder zusammengesetzt mit ebenen, polygonalen oder gekrümmten Kontaktflächen (Abb. 5.2, 5.16)†. Alle diese Verfahren haben sich in der Boden- und Felsmechanik unter Beachtung der verfahrensspezifischen Einschränkungen bewährt.

Die in der Literatur aufgeführten Verfahren für *räumliche Bruchkörper* gehören entweder zur Gruppe mit monolithischen oder zur Gruppe mit zusammengesetzten Bruchkörpern: Bei der einen handelt es sich meist um keil- oder tetraederförmige Felskörper mit höchstens zwei ebenen Gleitflächen, bei der andern um solche mit polygonalen Gleit- und inneren Bruchflächen. Bei den analytischen Methoden für *monolithische Bruchkörper* unterscheidet man folgende:

- *WITTKE (1964, 1965)* [9.37][9.38][9.39] untersucht die Translation und Rotation eines Tetraeders mit 2 freien Oberflächen und maximal 2 Gleitflächen (φ, c) unter Eigenlast, Erdbeben, Kluftwasserdruck, Ankerkraft und Fundamentlast.
- *LONDE (1965), LONDE, VIGIER & VORMERINGER (1969)* [9.40][9.41] untersuchen die Translation und Rotation (untergeordnet) eines Tetraeders mit 1 freien Oberfläche und maximal 2 Gleitflächen (nur φ) unter Eigenlast, Erdbeben, Kluftwasserdruck, Ankerkraft und Fundamentlast. Mit Hilfe der Vektorrechnung werden Beziehungen hergeleitet und in der Form von Diagrammen graphisch ausgewertet. Sie gestatten, für einen potentiellen Bruchkörper und verschiedene Kombinationen von Kluftwasserdrücken die massgebende Versagensart zu ermitteln sowie den Einfluss von φ zu untersuchen. Ein Sicherheitsfaktor wird nicht ermittelt. Gilt heute weltweit als Standardmethode für Felsfundationen von Staumau-

---

* *„In soil mechanics an approximate method of rigid plastic stability analysis called the limit equilibrium method has a long history and tradition, going back over 200 years to COULOMB's theory of wedge failure for retained earth. For unsupported finite slopes there was some early work by COLLIN (1846), followed in the 1920's by the development of the Swedish (i.e. FELLENIUS) method. The most exhaustive stability studies for uniform soil slopes were subsequently carried out by TAYLOR, in which he also considered conditions of seepage and drainage"* [9.32].

† Gemäss Kapitel 5.1.1 beschränken wir uns hier auf *monolithische Bruchkörper mit einer ebenen Gleitfläche*. Die Erfahrung zeigt, dass Instabilitäten im Fels wegen dem Flächengefüge oft auf Gleitebenen polygonaler Form stattfinden. Dies ist nur dann möglich, wenn sich im Bruchkörper eine genügende Anzahl von internen Scherflächen ausbilden kann. Im Staumauerbau hat man deshalb auch schon die ebenen Verfahren von JANBU oder MORGENSTERN & PRICE angewendet (z.B. bei den Gewichtsmauern Albigna (CH) und Mahoning (US) oder der Bogenmauer Kafu (ZM).

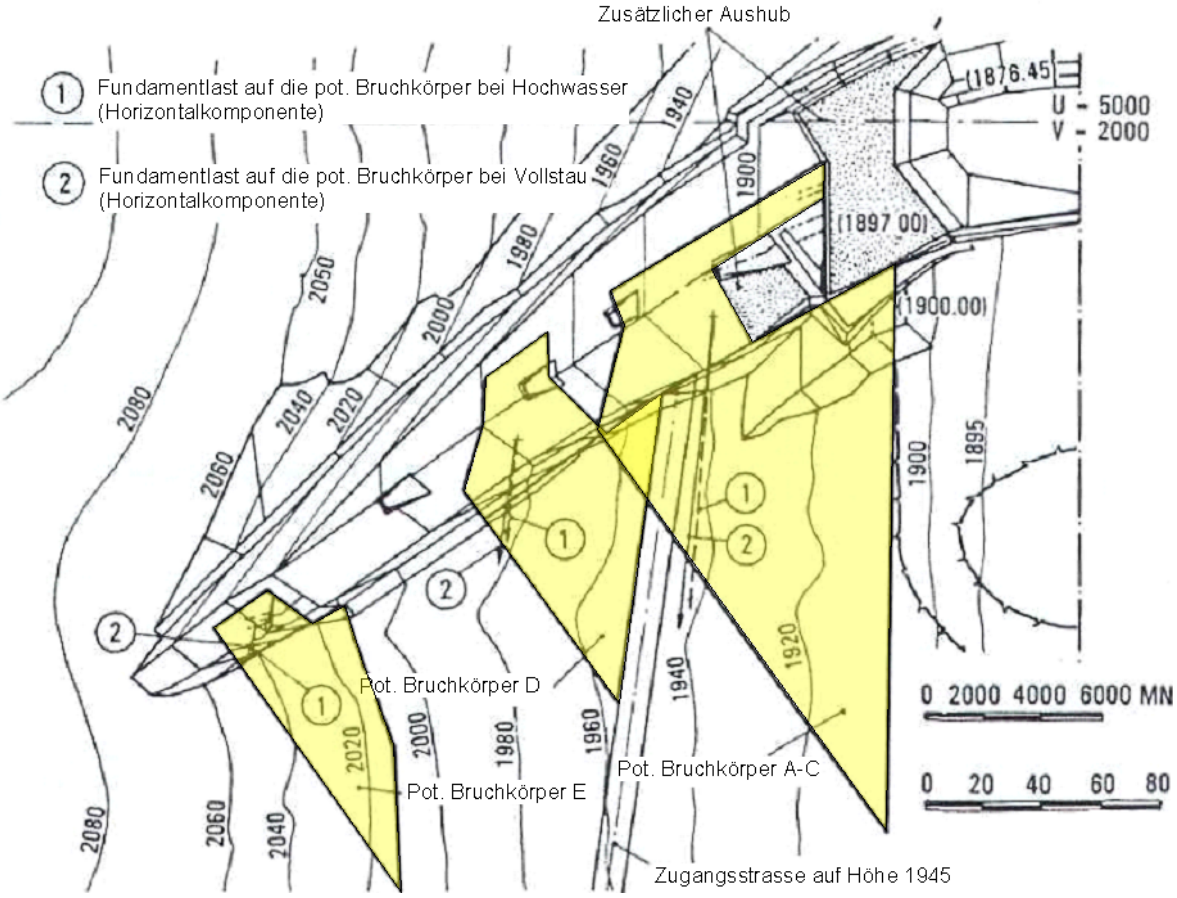


Abb. 9.7 Rechtes Widerlager der Bogengewichtsmauer Katse (ZA): 5 potentielle Bruchkörper A – C, D, E, die mit dem Programm TETRAROC nach der Methode von LONDE untersucht wurden. Die Pfeile zeigen die Horizontalkomponenten der Fundamentlast für zwei verschiedene Seestände aus einer räumlichen nichtlinearen FE-Berechnung [9.42].

ern. Beispiele: Gewichtsmauer Arnon (FR), die Bogengewichtsmauern Amaluza (EC) und Katse (ZA, Abb. 9.7), die Bogenmauern Limmernboden (CH), Gigerwald (CH), Emosson (CH) [9.14], Vouglans (FR), Poiana Rusca (RO), Foum Gleita (MR), Turkwel (KE, Abb. 9.8), Santa Rosa (MX), Rapel (CL), Longtan (CN) sowie die Kuppelmauern Malpasset (FR), Zillergründel (AT), Canelles (ES), Oymapinar (TR) und Reza Shah Kabir (IR).

- *ŠUKLJE & DRNOVŠEK (1967)* [9.44] untersuchen die Bewegung eines Polyeders auf maximal 2 Gleitflächen (nur φ) unter Eigenlast, Erdbeben, Kluftwasserdruck, Ankerkraft und Fundamentlast. Die Kontaktfläche kann auch die Form einer logarithmischen Spirale annehmen. Beispiele: Bogenmauern Grancarevo (BA) und Mratinje (ME).
- *HENDRON, CORDING & AIYER (1971)* [9.45] untersuchen die Translation und Rotation eines Tetraeders mit 2 freien Oberflächen und maximal 2 Gleitflächen (nur φ) unter Eigen- und Auflast, Erdbeben, Kluftwasserdruck, Ankerkraft und Fundamentlast.
- *HOEK, BRAY & BOYD (1973), HOEK & BRAY (1996)* [9.46][9.47] untersuchen die Translation eines Keils mit Zugriss auf maximal 2 Gleitflächen (φ, c) unter Eigenlast, Erdbeben, Kluftwasserdruck, Ankerkraft und Fundamentlast. Gilt heute weltweit als Standardmethode für Felsböschungen und Steinbrüche.

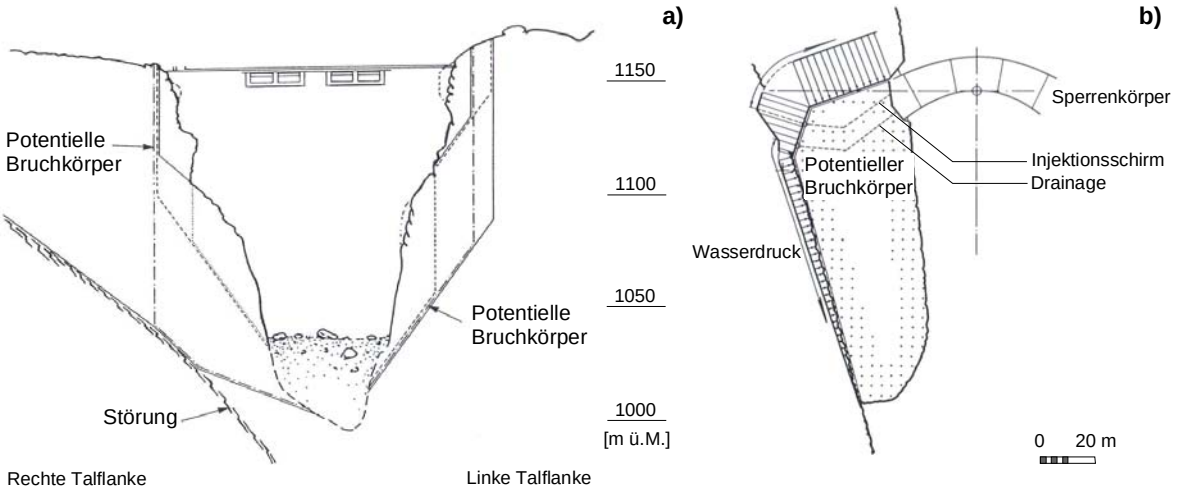


Abb. 9.8 Bogenmauer Turkwel (KE): a) Überblick über einen Teil der 19 potentiellen Bruchkörper, die nach LONDE für Eigen- und Fundamentlast, Erdbeben und drei Verteilungen des Kluftwasserdrucks entlang ihrer Kontaktflächen untersucht wurden, b) Lage des Injektions- und Drainageschirms im rechten Widerlager mit angesetzter Wasserdruckverteilung [9.43].

- *KOVÁRI & FRITZ (1975, 1976)* [9.35][9.48] untersuchen die Translation eines Tetraeders mit 2 freien Oberflächen und maximal 2 Gleitflächen (φ, c) unter Eigenlast, Erdbeben, Kluftwasserdruck, Ankerkraft und Fundamentlast. Beispiele: Gewichtsmauer Albigna (CH), Bogenmauer Valle di Lei (CH) [9.14].
- *BRAY & BROWN (1976)* [9.49] untersuchen die Translation eines Tetraeders mit 2 freien Oberflächen und maximal 2 Gleitflächen (φ, c) unter Eigenlast und Kluftwasserdruck.
- *CHAN & EINSTEIN (1981)* [9.50] untersuchen die Translation und Rotation eines Tetraeders mit 2 freien Oberflächen und maximal 2 Gleitflächen (φ, c) unter Eigenlast, Erdbeben, Kluftwasserdruck, Ankerkraft und Fundamentlast. Das Problem der unbekannten Spannungsverteilung in den Kontaktflächen wird dadurch reduziert, dass mögliche Kombinationen solcher Reaktionen in die Berechnung einbezogen und kombiniert werden.
- *WARBURTON (1981)* [9.51] untersucht die Translation eines Polyeders mit einer beliebigen Anzahl freier Oberflächen auf maximal 2 Gleitflächen (φ, c) unter Eigenlast, Erdbeben, Kluftwasserdruck, Ankerkraft und Fundamentlast. Der Felsuntergrund wird durch fixe Trennflächenebenen in ein System potentieller Bruchkörper zerlegt. Die geometrische Definition und Darstellung der Polyeder erfolgt mit einem speziellen Programm. Mit Hilfe räumlicher Vektorgeometrie kann anschliessend überprüft werden, ob eine Translation eines bestimmten potentiellen Bruchkörpers möglich ist.
- *GOODMAN, SHI & BOYLE (1982), GOODMAN & SHI (1985), MAULDON & GOODMAN (1990, 1996), TONON (1998)* [9.52][9.53][9.54][9.55][9.56] untersuchen die Translation und Rotation eines Tetraeders auf maximal 2 Gleitflächen (φ, c) unter Eigenlast, Erdbeben, Kluftwasserdruck, Ankerkraft und Fundamentlast. Bei der sog. Block Theorie ist die Zahl und Lage der Trennflächen sowie der freien Oberflächen theoretisch unbegrenzt. Sie erlaubt, mit Hilfe räumlicher Vektorgeometrie und Topologie die Geometrie und Kinetik einzelner massgebender potentieller Bruchkörper („key blocks“) festzulegen, deren Versagen unter Umständen eine Bewegung benachbarter Felskörper ermöglicht. Das Resultat besteht u.a. aus einer Liste solch kinematisch zulässiger potentieller Bruchkörper in der Felsoberflä-

che. Beispiele: Gewichtsmauer Liujiaxia (CN), Bogengewichtsmauern Houhe (CN) und Pacoima (US). Bei 10 amerikanischen Pfeiler- und Bogenstaumauern wurden alle potentiell instabilen Bruchkörper identifiziert und beschrieben. In manchen Fällen war keine Verschneidung signifikanter Trennflächen entsprechender Grösse gegeben, um einen Bruchkörper zu erzeugen. In anderen Fällen führten die angreifenden Kräfte zu keinem kinematisch möglichen Versagen. Bei mehreren Staumauern wurden zwar entfernbare Felsblöcke identifiziert, doch stufte man diese aufgrund der vorhandenen Reibung als sicher ein. Drei Tragwerke verlangten schlussendlich eine nähere Untersuchung.

- *LIN & FAIRHURST (1988)* [9.57] untersuchen die Translation und Rotation eines Polyeders unter Eigenlast, Kluftwasserdruck etc.. Der Felsuntergrund wird durch fixe Trennflächenebenen in ein System potentieller Bruchkörper zerlegt und visualisiert. Dann prüft das Programm, ob ein bestimmter Felskörper einen kinematischen Freiheitsgrad aufweist, und bestimmt die Richtung einer potentiellen Bewegung unter Einbezug seiner Kontaktflächen sowie der Resultierenden. Ist eine Bewegung möglich, so wird der Körper entfernt und die im Vergleich zu dynamischen Methoden sehr rasche Suchroutine beginnt von vorn.

Grenzgleichgewichtsmethoden für *zusammengesetzte Bruchkörper* haben u.a. ANAGNOSTI (1969), HOVLAND (1977), KOVÁRI & FRITZ (1978), GUSSMANN (1982), CHEN & CHAMEAU (1983), XING (1988) und CHEN ET AL. (2001) vorgeschlagen [9.58][9.59][9.60][9.61].

9.3 Beurteilung

Die Güte der einzelnen Untersuchungsmethoden insbesondere für die Verwendung in der Praxis kann daran gemessen werden, ob sich rasch und übersichtlich *massgebende Einflussfaktoren* von jenen trennen lassen, welche das Ergebnis nur unwesentlich beeinflussen [9.62]. Mit einem solchen Hintergrund wird der Ingenieur – gestützt auf seine praktischen Erfahrungen, auf seine theoretischen Kenntnisse und auf evtl. vorhandene Messresultate – mit gutem Gewissen die Verantwortung für seine Entscheidungen übernehmen* [9.64].

Physikalische Modelle

Experimentelle Methoden waren an den untersuchten Sonderfall gebunden [9.1]. Besonderes Augenmerk musste auf die Wahl der Modellmaterialien und -massstäbe (Ähnlichkeitsgesetze werden oft verletzt) sowie auf die Nachbildung des Flächengefüges im Fels gerichtet werden [9.3][9.65]. Die notwendigen Idealisierungen und Vereinfachungen beim Modellaufbau und der Art der Belastung brachten mit sich, dass die Ergebnisse nur für Vergleichszwecke und qualitative Beurteilungen herangezogen wurden [9.16]. Die aufwendigen Modelle waren zwar *hilfreiche Forschungs- und Lehrmittel*, indem sie Bruchvorgänge in sehr anschaulicher Weise darstellten, liessen aber *kein Variantenstudium* mit unterschiedlichen Annahmen zu. All diese Einschränkungen sprachen – mit Ausnahme von Sonderfällen – gegen ihren weiteren Einsatz.

Deformationsmethode

Numerische Berechnungsverfahren bieten für die Praxis den Vorteil, dass zahlreiche Einflussgrössen berücksichtigt werden können [9.66]. Dies setzt Kenntnisse über die darin verwendeten Stoffbeziehungen samt massgebenden Parametern, über mechanische Lösungsverfahren

---

* *„The designer should, therefore, beware of falling into the trap of relying too heavily upon the results of such analyses which should be used to assist but not to replace the judgment of the engineer“* [9.63].

und die entsprechenden Ein- und Ausgabevereinbarungen voraus*. Nur dann lassen sich die Berechnungsergebnisse zutreffend interpretieren und wirtschaftlich umsetzen. Dies steht aber im Widerspruch zu den heutigen Möglichkeiten, die Eigenschaften des Flächengefüges und die hydraulischen Verhältnisse im Fundationsbereich einer Staumauer zu erfassen.

Kontinuumsmodelle eignen sich für einen Untergrund aus hartem, wenig geklüftetem oder weichem, stark zerklüftetem Gestein. Einzelne Trennflächen können gut modelliert werden; ihre Variation in Raum hingegen stösst rasch an Grenzen, weil nicht nur der Netzaufbau, sondern v.a. eine räumliche nichtlineare Berechnung aufwendig ist [9.24]. Die Bestimmung von Bruchkörpern in grosser Zahl ist mit vertretbarem Aufwand kaum durchführbar. Der vor Baubeginn im Fundament herrschende Primärspannungszustand beeinflusst die Sicherheit gegen Abgleiten sehr, lässt sich indes nur schwer voraussagen [9.67]. Eine inkrementelle, elastoplastische Berechnung an einem räumlichen Tragwerksmodell erweist sich als komplex: Die sorgfältige Auswahl und Eingabe aller notwendigen Parameter erfordert eine überdurchschnittliche Erfahrung. Oft erlaubt erst eine „Kalibrierung" der Berechnungsresultate mit Versuchen an physikalischen Modellen eine vorsichtige Extrapolation auf andere Problemstellungen. Die Verwendung immer raffinierterer theoretischer Modelle für die Beschreibung des Materialverhaltens täuscht eine fiktive, rein rechnerische Genauigkeit vor [9.68]. Das Verfahren selbst zielt v.a. auf die Bestimmung kleiner Verformungen im Kontinuum: Ein Bruchzustand gilt als erreicht, wenn die Berechnung mathematisch nicht mehr konvergiert; dies hängt jedoch auch vom verwendeten Algorithmus bzw. der Programmierung ab. Für die Identifikation von potentiellen Bruchkörpern sind solche Modelle wenig geeignet; ihre Stärke liegt vielmehr in der umfassenden Bearbeitung ausgesuchter Fragestellungen an einem vorgegebenen Felskörper.

Diskontinuumsmodelle kommen nur im geklüfteten Hartgestein in Betracht. Sie erfordern genaue Kenntnisse über das Flächengefüge, wird doch jede Trennfläche separat eingeführt. Für ein räumliches Modell angemessener Grösse muss ein erfahrener Benutzer die für den Bruchmechanismus entscheidenden Trennflächen samt schwer messbarer Steifigkeit vorgeben [9.31]. Die Möglichkeit, progressive Bruchvorgänge nachbilden zu können, entpuppt sich als wenig hilfreich, weil Staumauern nur geringen Verschiebungen widerstehen. Ein klassischer Sicherheitsfaktor im Sinne einer „Festigkeits-„ oder „Einwirkungsreserve" existiert nicht: Das Verfahren zeigt nur den Bruchmechanismus für einen bestimmten Parametersatz an. Die hohe Rechenzeit wegen der aufwendigen Kontaktsuche im Raum erschwert eine systematische Parametervariation. Trotz graphisch ansprechender Simulation werden solche Modelle vornehmlich in der Forschung, aber nur selten in der Praxis verwendet.

Die heutigen Möglichkeiten im Bereich der Deformationsmethoden verleiten viele Fachleute dazu, Stabilitätsuntersuchungen in einer Form zu betreiben, die vor einigen Jahren noch völlig undenkbar gewesen wäre. So hilfreich derartige Aktivitäten auch für die Weiterentwicklung im Gebiete der Felsmechanik sein mögen, so sollte man für die Lösung praktischer Probleme immer die einfachste noch vertretbare Vorgangsweise wählen. Bei vielen auf den ersten Blick „genauen" Modellierungen besteht das Problem, dass sich wichtige Eingangsparameter nur grob abschätzen lassen und ihre gewissenhafte Variation kaum möglich ist. Stets lauert die

---

* *„In general, the more sophisticated is the method of analysis the more copious, detailed and refined are the performance parameters required for the analysis. However, the precision of the results of an analysis should never be confused with the complexity and sophistication of the method. In other words the method itself does not produce results which are more correct than are the parameters which have been used"* [9.19].

Gefahr, den Überblick zu verlieren und Unwesentliches akribisch zu untersuchen, währenddem stillschweigend eingeführte Annahmen grosser Tragweite nicht weiter vertieft werden.

Grenzgleichgewichtsmethode

Diese Methode hat den Vorteil, mit minimaler Anzahl Annahmen die wesentlichste Frage zu untersuchen. Ausgangslage bildet ein starrer Gleitkörper im Grenzgleichgewicht, dessen Geometrie, Lastgrössen und Reaktionen auf wenigen, anschaulich nachvollziehbaren Annahmen beruhen. Diese Vereinfachung zur Wahrung der Übersichtlichkeit ist angesichts der oft ungenügenden Ausgangsdaten mit den jeweiligen grossen Bandbreiten gerechtfertigt. Die Berechnung gestaltet sich übersichtlich; sie ist einfach und sehr rasch. Die Ergebnisse sind zuverlässig und haben sich in der Praxis bewährt [9.69]. Voraussetzung ist, dass man die entscheidenden Einflüsse richtig einschätzt und einen wahrscheinlichen Bruchmechanismus wählt. Die Abweichungen gegenüber einer Deformationsmethode in Bezug auf das Gleichgewicht bleiben gering, obschon vor Erreichen der Bruchscherspannung keine, danach beliebig grosse Verformungen betrachtet werden*. Aus all diesen Gründen *eignet sich die Methode besonders für Sensitivitätsanalysen*: In kurzer Zeit lassen sich wesentliche Parameter identifizieren und die Auswirkungen kleiner Abweichungen auf das mechanische Verhalten sichtbar machen. Ein Nachteil besteht darin, dass nach Überschreiten des Grenzgleichgewichts nicht zwingend ein Versagen erfolgen muss, sofern das Tragwerk nach einer Bruchkörperbewegung einen stabilen Zustand erreicht. Weiter kann man z.B. den Einfluss von tektonischen Spannungen, von Spannungsumlagerungen oder von gekoppelten Prozessen nicht erfassen. Sind indes die für die Stabilität heiklen Bereiche erst einmal eingegrenzt, so können weitere Fragestellungen mit der oben dargestellten Deformationsmethode näher untersucht werden.

Im Hinblick auf eine sinnvolle Vereinfachung scheint die Grenzgleichgewichtsmethode für Stabilitätsanalysen von Felsböschungen und -fundationen am besten geeignet. Sie konzentriert sich auf wesentliche Einflussgrössen und reduziert das Versagenskriterium auf den Sicherheitsfaktor als Verhältnis zwischen Scherfestigkeit und -spannung. Massgebend sind jene kinematisch zulässigen Bruchkörper, welche die kleinsten Sicherheitsfaktoren aufweisen.

Für die Ingenieurpraxis ist die Identifikation solcher Bruchkörper von eminenter Bedeutung [9.71]. Gerade bei einem weiten Untersuchungsgebiet wie bei einer Sperrstelle mit mehreren Trennflächenscharen kann davon eine Vielzahl vorhanden sein, deren Erkennen im Gelände heikel ist. Zudem behindert die Dreidimensionalität eine manuelle Bestimmung der charakteristischen Werte enorm (Grösse der Kontaktflächen, Volumen der Bruchkörper etc.). Aus diesem Grund haben sich viele bisherige Untersuchungsmethoden auf wenige, geometrisch einfach zu ermittelnde Körper konzentriert (ebene Modelle, Keil, Tetraeder); ob damit in der Realität alle massgebenden Fälle wirklich abgedeckt werden konnten, ist fallweise zu beurteilen [9.72]. Kurzum, es zeigt sich mit aller Schärfe, dass dem Ingenieur *ein leistungsfähiges Werkzeug zur Abgrenzung, Erfassung und Visualisierung von potentiellen Bruchkörpern im Raum fehlt.* Die Eigenentwicklung einer speziellen Software ist zwingend erforderlich.

---

* *„Limit load type of analysis predicts only the possibility of continuous movement and determines the conditions for uncontrolled, unlimited displacement which is referred to alternatively as „collapse". Clearly if at any stage such collapse conditions are reached or are evidently in progress then there is little point in pursuing a detailed displacement analysis"* [9.70]. Im Übrigen bleibt in vielen theoretischen Ansätzen auch das Momentengleichgewicht ausgeklammert.

10 AutoBlock

Das Computerprogramm „AutoBlock“ stellt ein neuartiges, einfach zu bedienendes Hilfsmittel für die Praxis dar. Das auf der Grenzgleichgewichtsmethode basierende Werkzeug erlaubt dem Ingenieur, in einem digitalen Geländemodell kritische Felsbereiche zu erkennen und seine Untersuchungen auf solche zu konzentrieren. Gleichzeitig lassen sich die Auswirkungen unterschiedlicher Annahmen bei der schwierigen parametrischen Erfassung des Felsgefüges und deren Umsetzung in ein Bruchkörpermodell abschätzen. AutoBlock wurde in enger Zusammenarbeit zwischen Hochschule und Privatwirtschaft in englischer Sprache entwickelt [10.1][10.2]. Es baut auf dem in Ingenieurbüros weitverbreiteten Programms „AutoCAD“ auf, einem **C**omputer **A**ided **D**esign-Programm der Firma Autodesk.

Nachfolgend wird AutoBlock hinsichtlich seiner Gliederung und Merkmale kurz beschrieben. Einleitende Erläuterungen zum digitalen Geländemodell – dem Ausgangspunkt für solche Untersuchungen – und zum „Solid Modeling“ sowie abschliessende Hinweise zum Potential für zukünftige Weiterentwicklungen umrahmen die Ausführungen. Für weitergehende Ausführungen sei auf das rund einhundertseitige Manual und die ausführliche Dokumentation auf der Internetseite des Instituts für Geotechnik der ETH Zürich verwiesen (www.igt.ethz.ch).

10.1 Grundlagen

10.1.1 Digitales Geländemodell

Unter einem digitalen Oberflächenmodell wird eine Anzahl von Werten z als Funktionen ihrer Lagekoordinaten x und y verstanden, die eine Oberfläche punktweise beschreiben. Handelt es sich bei z = z(x,y) um Höhenangaben für Punkte auf der Geländeoberfläche, wird das Modell als *digitales Geländemodell* (*engl.* ***D****igital* ***T****errain* ***M****odel*) bezeichnet [10.3]. Nachfolgend setzen wir die Geländeoberfläche vereinfachend mit der Felsoberfläche gleich. Liegt diese unter Ablagerungen verborgen, so ist dem Sachverhalt gebührend Rechnung zu tragen.

Der DTM-Aufbau fasst alle Schritte zusammen, die zur Erstellung eines digitalen Geländemodells notwendig sind. Er gliedert sich in die Datenerfassung und Datenberechnung:

- *Datenerfassung:* Sie liefert die notwendige Information für die Berechnung. Je nach Methode werden die Punkte der Geländeoberfläche durch Messung beliebig verteilter Einzelpunkte, Profil- oder Gittermessungen oder durch Messungen entlang von Höhenlinien erhalten (Abb. 10.1). Die Bereitstellung diskretisierter Höhenlinien erfolgt direkt (photogrammetrische Linienmessung mit Stereoauswertgerät) oder indirekt (Digitalisierung). Bei der manuellen Abtastung mit einem Digitizer sind zwei Verfahren üblich: Entweder werden die einzelnen Stützpunkte entlang der Kurve aktiv durch Tastendruck erzeugt oder durch automatisches Auslösen nach Zeit- und Weginkrementen erfasst. Die raschere Digitalisierung mittels Scanner bietet sich zur Bereitstellung grosser Datenmengen an [10.4]. Bei ihr werden die Informationen des Ursprungbildes in Form unterschiedlicher Grauwerte pro Pixel eingelesen, in einer Matrix abgespeichert und bei Bedarf nachbearbeitet. Nach Umwandlung des Rasterbilds in ein Binärbild erfolgt die Vektorisierung, Segmentierung

Abb. 10.1 Punktverteilung auf der Geländeoberfläche [10.3]: Unregelmässig verteilte Einzelpunkte (z.B. aus topographischer Tachymetrie), in Profilen bzw. gitterförmig angeordnete Punkte (z.B. aus photogrammetrischem Stereomodell), linienhafte Information (z.B. digitalisierte Höhenlinien).

und Höhenzuweisung der Bilddaten. Liegt eine sehr hohe Stützpunktdichte vor, sind vor der Berechnung die Genauigkeitsanforderungen an das DTM zu prüfen. Je höher sie sind, desto grössere Datenmengen müssen verarbeitet werden. Oft drängt sich eine vorgängige Reduktion mit speziellen Ausdünnungsalgorithmen (Strip, DOUGLAS/PEUCKER etc.) auf.

- *Datenberechnung:* Mit handelsüblichen Programmpaketen [z.B. 10.5] strukturiert man die Eingangsdaten in einer Datenbank und legt die Oberfläche des DTM fest. Den Grundriss für die zur Modellierung der Geländeoberfläche verwendeten Teilflächen bildet ein Netz aus Dreiecken (Abb. 10.2), quadratischen Gittermaschen oder einer Kombination der beiden (trianguliertes Raster-/Hybrid-Netz). Beim Dreiecknetz wird eine Menge unregelmässig geformter, sich nicht überlappender Dreiecke in der x-y-Ebene erstellt. Die Eckpunkte repräsentieren die erfassten Messdaten (*engl.* ***T****riangulated* ***I****rregular* ***N****etwork*). Sein Aufbau beruht oft auf einer DELAUNEY-Triangulation* oder einer Rasterdatenverarbeitung (VORONOÏ). Bei der Strukturierung mittels Gitter- oder Rasternetz werden die Daten durch Interpolation aus dem Basismodell gitterförmig mit vorgegebener Maschenweite angeordnet, so dass die Ursprungsdaten nicht mehr exakt auf der modellierten Oberfläche liegen. Eine Halbierung der Rasterweite erhöht zwar die Genauigkeit, lässt aber den Speicherbedarf quadratisch anwachsen [10.8]. Für die Generierung glatter Oberflächen sind Beschreibungen mittels gekrümmter Flächen bekannt, die auf Polynomansätzen beruhen. Dreiecksnetze sind besonders für DTM-Oberflächen mit Zwangsseiten, Gitternetze für glatte Oberflächen geeignet. In der Schweiz bietet die Landestopographie für Anwendungen im topographischen 3D-Bereich ohne Bewuchs und Bebauung folgende zwei Modellformen auf der Grundlage der Landeskarte 1:25'000 an: Zum einen das DHM25-Basismodell mit digitalisierten Höhenkurven und -koten, alpinen Hauptbruchkanten und unregelmässiger

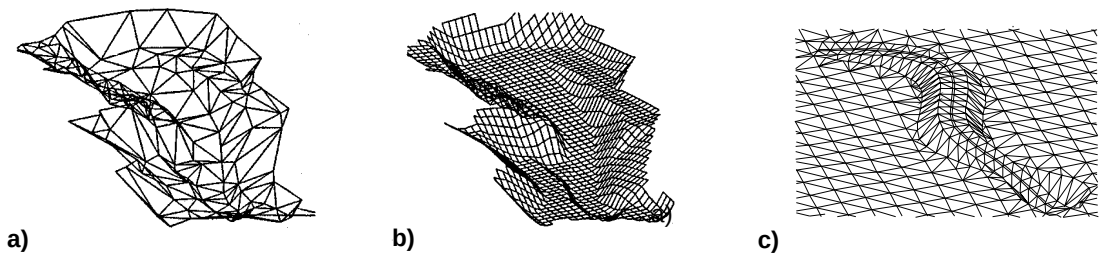


Abb. 10.2 Netzarten: a) Dreiecksnetz, b) Gitternetz und c) Hybrides Netz [10.6][10.7].

* Aufbau eines möglichst gleichseitigen Dreiecks, wobei Zwangsseiten (Höhenlinienabschnitte, Kanten) eine Dreiecksseite bilden müssen. Das rein geometrische DELAUNAY-Kriterium nimmt keine Rücksicht auf geomorphologische Formen.

Punktverteilung, zum andern das daraus interpolierte DHM25-Matrixmodell mit einer Standard-Maschenweite von 25 m und regelmässiger Punktverteilung [10.9]. Die Vorteile beider Netzarten mit Kompensation der Nachteile vereinigen hybride Netze: Sie können glatte Oberflächen mit Kanten darstellen. Allen Netzarten gemein ist das Unvermögen, den Flächenobjekten die Lage des Untergrundes zuzuweisen sowie überhängende Oberflächen abzubilden.

10.1.2 Solid Modeling

„Solid Modeling“ ist eine Technologie, deren Entwicklung in der Mitte der Sechzigerjahre begann und heute besonders im Maschinen- und Flugzeugbau Verwendung findet. Die Fachliteratur versteht darunter *„a body of theory, techniques, and systems focused on „informationally complete“ representations of solids – representations that permit (at least in principle) any well-defined geometrical property of any represented solid to be calculated automatically“* [10.10]. Sie gestattet die einfache Erstellung beliebig geformter *Volumenmodelle* (*engl. Solids*) mit Bool’schen Operationen sowie die rasche Durchführung von Flächen-, Volumen- oder Massenberechnungen* (Abb. 10.3). Zudem erlauben moderne Algorithmen, Solids in dreidimensionale Netze umzuwandeln.

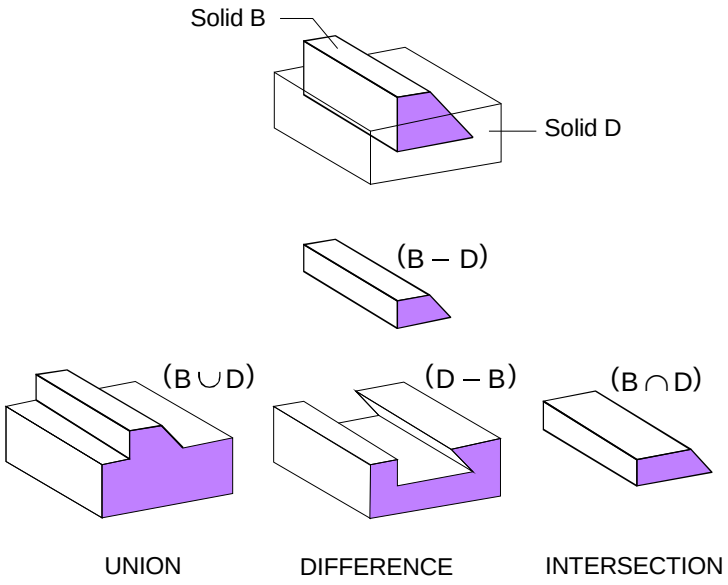


Abb. 10.3 Bool’sche Operationen (Beispiel: Siehe Kap. 10.2.3).

Neben dem Volumenmodell sind noch andere geometrische Modellierungssysteme im dreidimensionalen Raum gebräuchlich [10.11]. Das *Drahtmodell* beschränkt sich in seiner Beschreibung v.a. auf gerade Linienstücke und Kreisbögen, das *Flächenmodell* auf elementare und allgemeine Flächen. Beim Zweiten ist die Beschreibung eindeutig, womit sich verdeckte Kanten entfernen oder Schnittlinien von sich schneidenden Körpern berechnen lassen (nur das Volumenmodell erzeugt Schnittflächen). Flächenmodelle können jedoch nicht gewährleisten, dass eine Fläche einen physikalischen Körper im 3D-Raum begrenzt. Im Gegensatz dazu hat Solid Modeling den Nachteil eines erhöhten Speicher- und Rechenaufwandes.

In der Geotechnik wurde die Verwendung von Volumenmodellen bereits 1990 für die Erzeugung eines anschaulichen „digitalen Baugrundmodells“ vorgeschlagen [10.13][10.14]. Mittlerweile ist selbst der Datenaustausch mit FEM/DEM-Programmen möglich [10.15].

---

* Ein Volumenmodell definiert die Geometrie einer geschlossenen Untermenge des 3D-Raums unter Gewährleistung der Vollständigkeit, der Integrität und der notwendigen Genauigkeit [10.11][10.12].

10.2 Beschreibung

10.2.1 Aufbau

AutoBlock wurde auf der Grundlage von ObjectARX mit C++ für „AutoCAD 2000“ entwickelt (Abb. 10.4; siehe auch Tab. 10.1). Es erscheint als zusätzlicher Titel in der gewohnten AutoCAD-Menüleiste, die beim Anklicken ein Abrollmenü mit Menüoptionen offenbart*: Die oberen sechs sind Teilprogramme für die *Untersuchung* der Stabilität und den Datenaustausch. Die Unteren dienen der *Unterstützung* des Benutzers (Wahl der Ansicht, Änderung von Einstellungen, Hilfe etc.) resp. ermöglichen den *Ausstieg* („Exit AutoBlock“) [10.16].

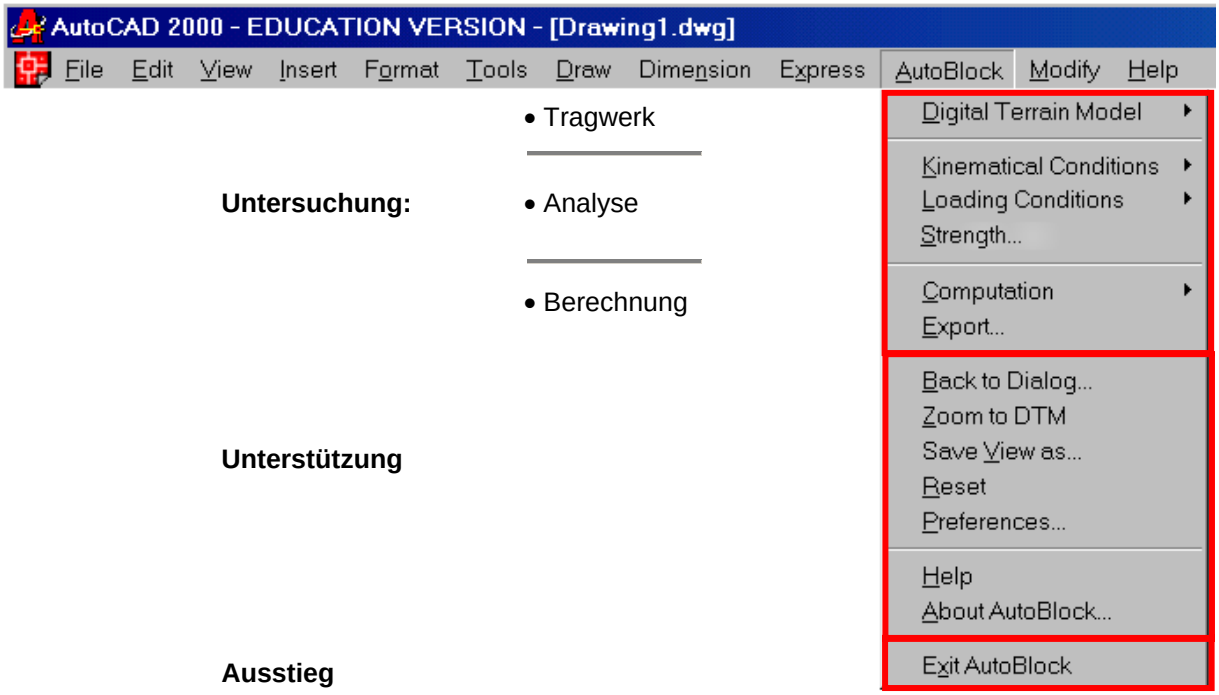


Abb. 10.4 Erweiterung der normalen AutoCAD-Menüleiste durch das Zusatzprogramm AutoBlock. Die Dreiecke symbolisieren Untermenüs, unterstrichene Buchstaben Tastaturkürzel.

Die sechs Teilprogramme lassen sich zu den drei Gruppen *Tragwerk* („Digital Terrain Model“), *Bruchkörperanalyse* („Kinematical/Loading Conditions“, „Strength“) und *-berechnung* („Computation“, „Export“) zusammenfassen. Sie staffeln sich über maximal drei Menüebenen (Abb. 10.5), wovon vier Teilprogramme mindestens die zweite erreichen. Mit Ausnahme der Teilprogramme „Strength“ (nur Eingabe) resp. „Export“ (Eingabe/Berechnung) bestehen alle übrigen aus je einem Eingabe-, Berechnungs- und Ausgabeteil (Abb. 10.6). In „Computation“ werden die ersten Zwei unter dem Stichwort „Calculation“ bzw. „Iteration“ zusammengefasst. Am Ende jedes Teilprogramms erscheint ein Dialogfeld, bestehend aus einem Dialogfenster und mehreren vordefinierten Dialogelementen (Text-, Bild-, Schaltelemente). Sie erlauben die Eingabe von Werten, das Treffen einer Auswahl oder die Ausführung von Operationen. Konkrete Beispiele von Dialogfelder finden sich in [10.12], [10.16] oder [10.17]. Für weitere Angaben zum Programm verweisen wir auf die Tabelle 10.1.

* Ein Menü ist Hilfsmittel zur Eingabe von Befehlen und Befehlssequenzen, damit diese nicht über die Tastatur eingegeben, sondern aus einer Liste von Alternativen durch Anklicken ausgewählt werden können.

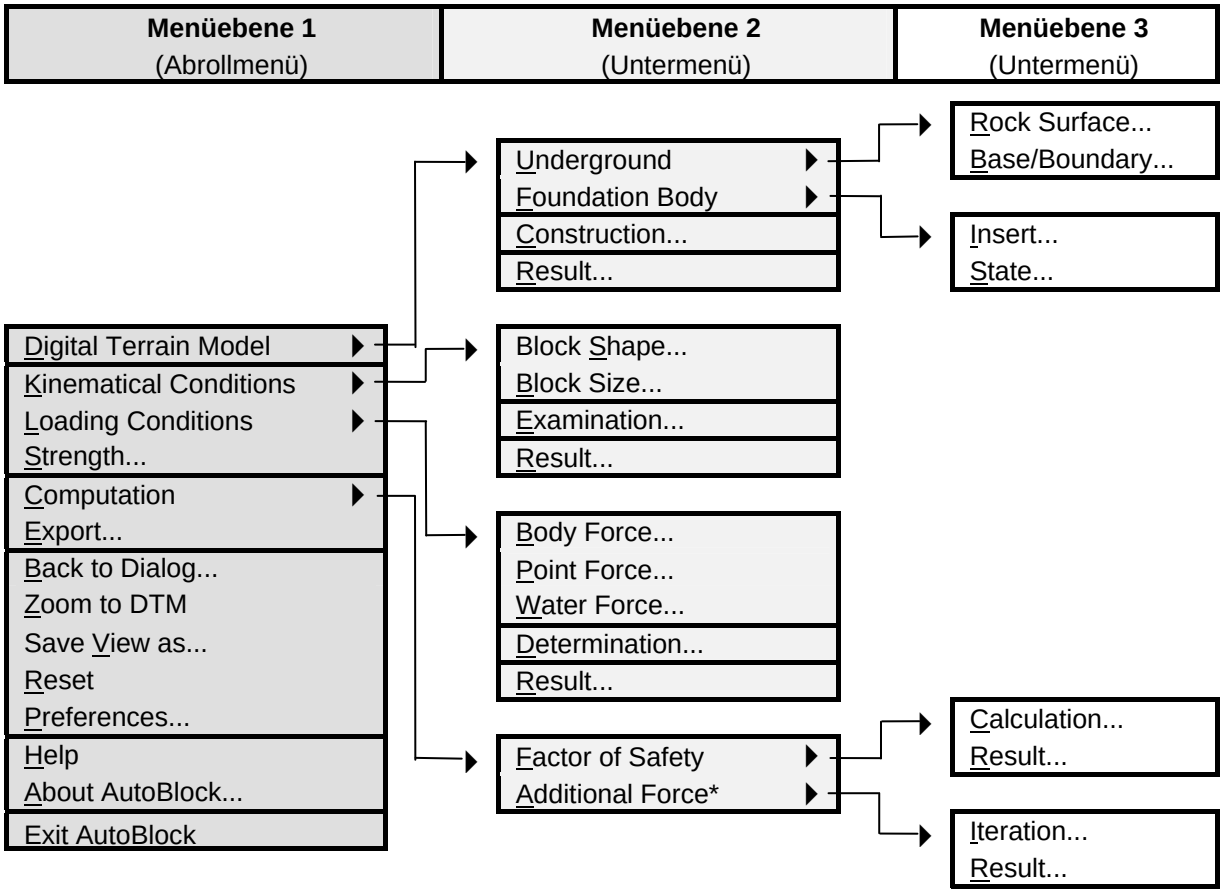


Abb. 10.5 Staffelung der Teilprogramme über drei Menüebenen. Die schwarzen Dreiecke verweisen auf Untermenüs der Ebenen 2/3, die Punkte symbolisieren ein nachfolgendes Dialogfeld.
* Der Algorithmus zur Iteration der erforderlichen Zusatzkraft ist noch nicht implementiert.

Der gewählte Programmaufbau widerspiegelt das Bestreben des Ingenieurs, sich schrittweise an eine Lösung des Problems heranzutasten. So ist es ein Ziel von AutoBlock, die unübersichtliche Zahl theoretisch möglicher Bruchkörper systematisch einzuschränken. Dies wird durch eine gezielte Reduktion aufgrund klarer Kriterien erreicht. Dem Benutzer bietet sich dabei die Möglichkeit, wahlweise nur einzelne oder sämtliche Teilprogramme in einer bestimmten Reihenfolge ausführen zu lassen. Rückschritte sind jederzeit möglich.

Abb. 10.6 Optische Benutzerführung am Beispiel von „Loading Conditions“: Stets aktiver Eingabeteil mit fallweise aktiviertem bzw. deaktiviertem Berechnungs- und Ausgabeteil (= Menüpunkt in Schattenschrift samt Untermenüs gesperrt).

Zu den sechs Teilprogrammen:

- *Digital Terrain Model:* Hier übernimmt man das mit einem kommerziellen Programm berechnete Dreiecks-/Viereckesnetz* der Felsoberfläche, grenzt dieses ab und fügt die vordefinierten Bauwerkskörper ein. Nun erfolgt die Konstruktion des DTM's als Volumenmodell† mit Hilfe des in AutoCAD implementierten ACIS 3D Toolkit‡. Das so geschaffene digitale Geländemodell bildet den Ausgangspunkt für alle weiteren Untersuchungen. Aus ihm werden später potentielle Bruchkörper herausgeschnitten, deren Stabilität man überprüfen will.
- *Kinematical Conditions:* Hier wird auf der Grundlage der Trennflächeneigenschaften die Form und Grösse des als homogen und starr angenommenen Bruchkörpers definiert. Die Form hängt primär von der Raumstellung und Kombination vorhandener Trennflächen ab. Man beschränkt sich hierbei auf maximal vier verschiedene pro Bruchkörper. Nach der Eingabe je einer charakteristischen Trennfläche pro Schar samt Halbraum und Abstand legt der Benutzer die Grösse durch Grenzwerte für die Ausbisslinienlänge und die Kontaktfläche pro Schar, für die Felsoberfläche sowie für das Bruchkörpervolumen fest. Findet sich unter all diesen Bedingungen ein potentieller Bruchkörper, so kann er graphisch dargestellt werden. Seine geometrischen Eigenschaften sind in Listenform abrufbar.
- *Loading Conditions:* Hier gibt man die einzelnen, am kinematisch zulässigen potentiellen Bruchkörper angreifenden Lastgrössen ein. Sie lassen sich vereinfachend in Raum-, Einzel- und Wasserkräfte unterteilen, wobei erstere aus Eigengewicht und Erdbebenbelastung bestehen. Nach Angabe von Richtung, Betrag und Angriffspunkt werden die Einzel- und Wasserkräfte zu Resultierenden, alle drei Lastgrössen zu einer Gesamtresultierenden pro Bruchkörper zusammengefasst. Die separat abgelegten Kräfte können in beliebiger Kombination graphisch oder in Listenform dargestellt werden.
- *Strength:* Hier werden jeder Trennflächenschar (für Gleit-, nicht aber Ablöseflächen) die Scherfestigkeitsparameter nach MOHR-COULOMB zugeordnet. Die Wahl der Parameter muss für einen repräsentativen Wertebereich der Normalspannung in den Gleitflächen des potentiellen Bruchkörpers sowie für die vermutete Gleitrichtung erfolgen (Kap. 7.3.1). Die Annahme eines starren Gleitkörpers ist mit einer gleichmässigen Spannungsverteilung in den Kontaktflächen verbunden.
- *Computation:* Hier wird der Sicherheitsfaktor§ gegen Gleiten für jeden ausgewählten, kinematisch zulässigen Bruchkörper nach KOVÁRI & FRITZ [10.19] berechnet. Voraussetzung dafür bildet die *Kenntnis* der Bewegungsart und -richtung des zu prüfenden Starrkörpers: Keine Bewegung, Abheben, Translation entlang einer oder zweier Trennflächen. Jede Bewegung eines Bruchkörpers wird durch die an ihm angreifende Gesamtresultierende verursacht (Kapitel 6.7) und verläuft – in Abhängigkeit der Raumstellung der Gleitflächen – in Richtung der maximalen positiven Komponente. Nach der Berechnung der Reaktionen und des maximalen Scherwiderstandes in der Gleitfläche bestimmt das Programm automatisch den Sicherheitsfaktor. Falls kein Abgleiten möglich ist, wird der Grund aufgeführt (zum

---

* 3 Eckpunkte definieren eine Ebene eindeutig; bei 4 Eckpunkten müssen alle in derselben Ebene liegen [10.16].

† Zur Erfassung des Volumenmodells verwendet AutoBlock die Darstellung als „Boundary Model", die AutoCAD seit Version 13 unterstützt. Ein Boundary Model wird durch seine „Boundaries" (Kontaktflächen), die wiederum durch ihre Boundaries (einfache Kurven v.a. in Form von Polylinien) beschrieben. Andere Möglichkeiten wären „Constructive Models" (von AutoCAD bis Version 12 verwendet) und „Decomposition Models" (siehe [10.18]).

‡ Es stammt von der Firma Spatial Technology und ist das führende, objekt-orientierte, hybride „Modeling Kernel".

§ = Quotient „maximaler Scherwiderstand" zu „vorhandener Scherkraft".

Tab. 10.1 Allgemeine Angaben zum Programm [10.16].

Rechenmaschinen:	Geeignet für alle Plattformen, auf welchen „AutoCAD 2000“ unter „Microsoft Windows 95/98“ oder „Windows NT 4.0“ läuft
Sprachen:	ObjectARX auf der Grundlage von C++. Die max. über drei Ebenen miteinander verschachtelten Dialogfelder wurden mit MS-Foundation Classes erstellt.
Umfang:	Ca. 115‘000 Anweisungen in englischer Sprache (inkl. Kommentar), wobei man auf einen übersichtlichen, gut wartbaren Quellcode Wert legte (durch Kommentierung im Code, Ausnützung des objekt-orientierten Paradigmas [10.12], selbsterklärende Variablenbenennung nach der erweiterten Ungarischen Methode etc.).
Aufbau:	14 Teilprogramme, die sich zu den Gruppen *Tragwerk* („Digital Terrain Model“), *Bruchkörperanalyse* („Kinematical/Loading Conditions“, „Strength“) und *-berechnung* („Computation“, „Export“) sowie *Diverses* („Back to Dialog“, „Zoom to DTM“, „Save View as“, „Reset“, „Preferences“, „Help“, „About AutoBlock“, „Exit AutoBlock“) zusammenfassen lassen (Abb. 10.4). Am Ende der Teilprogramme erscheint ein Dialogfeld, bestehend aus einem Dialogfenster und mehreren -elementen. Die mit ab_ beginnenden AutoBlock-Befehle sind durch das Abroll- resp. Untermenü oder über die AutoCAD-Befehlszeile aufrufbar (u.a. mit „Keyboard accelerators“).
Ausgabemöglichkeiten:	Ausgabe von Graphik- und Textdaten mit den Möglichkeiten von AutoCAD.
Speicherorganisation:	*Graphikdaten* werden auf separaten Layern in der AutoCAD-Zeichnungsdatei, *Textdaten* in einer internen Datenbank gespeichert (für Benutzer nicht direkt interpretierbar). Der Berechnungsgang kann jederzeit unterbrochen (Zwischenresultate werden gespeichert) oder fortgeführt werden. Beim Laden eines AutoBlock-Zeichnungsfiles wird automatisch auch die Datenbank eingelesen.
Datenimport:	Digitalisierte Oberflächen müssen in folgenden Formaten vorliegen: - AutoCAD-kompatible binäre Dateien mit 3DFaces (durch 3 oder 4 Eckpunkte gebildete Flächen, die nicht in einer Ebene liegen). - AutoCAD-kompatible binäre Dateien mit geschlossenen 2/3D-Polylinien (verbundene Liniensegmente). - Textdateien mit Datenarten 45 und 58 gemäss den **R**egelungen für die **e**lektronische **B**auabrechnung 22.013 des deutschen **B**undesamts für **B**auwesen und **R**aumordnung. Die mit geeigneten Drittprogrammen erzeugten Daten werden per AutoCAD Zeichnungsdatei in AutoBlock eingeführt. Als Variante kann man auch einen digitalisierten Kartenausschnitt aus dem Internet herunterladen: Beim DHM25-Matrixmodel des Bundesamtes für Landestopographie lassen sich z.B. die Daten für das Format DXF direkt über Polymesh (Maschenmodell, Drahtgitter) oder Polyface (Flächenbeschreibung) einlesen. Bauwerkskörper werden separat als Volumenmodelle konstruiert und über eine AutoCAD Zeichnungsdatei importiert.
Datenexport:	Die in der internen Datenbank abgelegten Textdaten können einer ASCII-Datei übergeben, in ein Drittprogramm („Excel“, „Word“ o.a.) eingelesen und dort nach Belieben ausgewertet und dargestellt werden. Ihr tabellarischer Aufbau orientiert sich an den Eingabewerten und Zwischenresultaten der Teilprogramme. Jedes erzeugte Bild lässt sich separat abspeichern und weiter verwenden, wobei die Übergabe graphischer Daten über das DXF/DWG Format realisiert wird.
Hilfe:	Die *Statusleisten-Hilfe* besteht aus Kurzbeschreibungen, die an besagtem Ort erscheinen, sobald ein Menüpunkt angewählt wird. Die *Tooltip-Hilfe* kommt automatisch bei Wahl des zugehörigen Menüpunkts zum Vorschein. Die im Windows Standard mit RoboHelp (kombiniert WinHelp, HTML-Help und Help-Dokumentation mit Hilfe von MS-Word) entwickelte *Online-Hilfe* wird durch ObjectARX-Programme in den Dialogfeldern via das Schaltelement „Help“ aufgerufen und zeigt ihren Inhalt in einem speziellen Dialogfenster. Durch Wahl der Menüoption „Help“ im Abrollmenü ist überdies ein direkter Einstieg möglich.
Fehler:	Geringfügige Eingabefehler bewirken eine Fehlermeldung resp. Warnung am unteren Ende jedes Dialogfeldes („error tile“) oder lassen ein verborgenes Dialogfeld erscheinen („nested alert box“). Schwerwiegenden Fehler („fatal error“) resultieren in einem Aufruf einer vordefinierten Routine unter Anzeige einer Meldung.
Kompatibilität:	Alte Daten sind nur in AutoBlock-Versionen wieder einlesbar, deren Hauptnummer übereinstimmt (z.B. Version 1.0 ist mit 1.3 kompatibel, mit 2.0 nicht).
Installationsprogramm:	Eine Routine zur raschen Integration von AutoBlock in ein vorhandenes AutoCAD-Programm kopiert alle Programmdateien von einem Datenträger auf die Festplatte des Anwenders und bindet das neue Abrollmenü in das AutoCAD-Menü ein.

Beispiel „Abheben“, „Behinderung durch andere Trennflächen“). Die Sicherheitsfaktoren sowie die Eigenschaften aller potentiellen Bruchkörper lassen sich tabellarisch oder graphisch im Geländemodell darstellen. Es ist möglich, nur die Bruchkörper oder nur den Untergrund mit Ausbisslinien anzuzeigen, wobei Zusatzinformationen eingeblendet werden können. Aus der Richtung der Vektoren sind die Gleitrichtungen der zugehörigen Bruchkörper ersichtlich, aus der Länge die Beträge der Sicherheitsfaktoren.

- *Export:* Hier kann der Benutzer ausgewählte Daten an eine ASCII-Textdatei zur Weiterbearbeitung mit einem handelsüblichen Programm (z.B. mit „Excel“, „Word“) übergeben.

Da die logische Reihenfolge der Teilprogramme jederzeit durchbrochen werden kann, wurde ein *Kontrollsystem* mit optischer Führung aufgebaut (Abb. 10.6). Es verhindert ein Vorgreifen auf unerlaubte Menüpunkte durch Sperren der zugehörigen Befehle oder stellt automatisch die zur Ausführung notwendigen Grundlagen bereit. Änderungen in einem vorangehenden Teilprogramm führen zu einem Zurücksetzen der nachfolgenden. Die Zwischenresultate vorangehender und nachfolgender Teilprogramme werden gelöscht. Der Benutzer kann damit erkennen, welche Berechnungen bereits ausgeführt wurden bzw. noch auszuführen sind.

10.2.2 Datenhandhabung

AutoBlock differenziert zwischen *Ein- und Ausgabedaten* bzw. *Zwischenresultaten*. Die Eingabedaten pro Berechnungsteil können mit Hilfe der Dialogfelder angezeigt und verändert werden. Sie bestehen aus vernünftigen Vorgabe-, überprüften aktuellen oder provisorischen Werten. Letztere überschreiben bei korrektem Schliessen der Dialogfelder die aktuellen Werte. Jeder Berechnungsschritt basiert auf einem Satz Eingabedaten und endet mit der Ausgabe von Zwischenresultaten, die wiederum Eingabedaten für nachfolgende Teilprogramme bilden. Bei den Daten (Abb. 10.7) unterscheidet man zwischen *Graphik-* und *Textdaten* (Zeichenelemente resp. Text/ Zahlenwerte). Um grosse, schwierig zu handhabende Zeichnungsdateien zu vermeiden, werden die einen in der AutoCAD-Zeichnungsdatei (*.DWG), die anderen in einer externen Datenbank (*.ABL) gespeichert*.

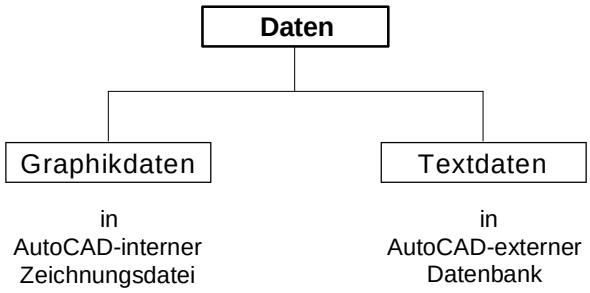


Abb. 10.7 Datenarten.

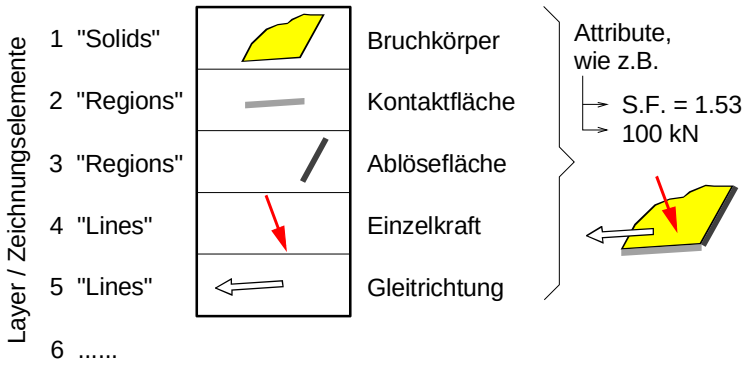


Abb. 10.8 Organisation graphischer Daten mit Layern, die gleichartige Zeichnungselemente und Attribute beinhalten.

* Das Speichern von *.DWG-Files dauert lange und erfolgt nur bei Beendigung von AutoBlock oder auf speziellen Wunsch. Demgegenüber wird das *.ABL-File (sehr klein, geht deshalb schnell) bei jeder relevanten Veränderung gespeichert, um das Projekt selbst bei einem Systemabsturz jederzeit bis zum aktuellen Stand regenerieren zu können.

Die Organisation der graphischen Daten stützt sich auf Zeichnungselemente, denen man Informationen zuweist und als Extended Entity Data ablegt. Die Strukturierung erfolgt mit Zeichnungsebenen (*Layers*) (Abb. 10.8): Jedem Zeichnungselement ordnet man einen eigenen Layer zu, der unmittelbar vor dem Erstgebrauch generiert und zur Vermeidung von Datenverlusten gesperrt wird. Die variierbaren Textinformationen lassen sich aus einer Zeichnung in eine externe Datenbank übertragen oder von dort abrufen. Jedes Zeichnungselement kann Verweise auf andere enthalten, so dass sich an keinem Änderungen vornehmen lassen, ohne die Konsequenzen zu prüfen. Demzufolge dürfen Elemente nur mit AutoBlock-Befehlen erzeugt, verändert oder gelöscht werden.

10.2.3 Besonderheiten

Die Eigenheiten der Teilprogramme „Digital Terrain Model“, „Kinematical Conditions“ und „Loading Conditions“ bedürfen einer vertieften Darstellung [10.1].

Digital Terrain Model

In Abbildung 10.9 ist der Ablauf bei der Modellierung des zu untersuchenden Felsbereichs mit einem Solid Modeler unter Einbezug von Bauwerkskörpern zusammengefasst: Zuerst erfolgt der externe *Aufbau* des DTM, indem man das Dreiecks-/Viereckesnetz der Felsoberfläche mit einem speziellen Programm berechnet. AutoBlock gestattet den *Import* des Draht- oder Flächenmodells, sofern es keine Löcher, keine senkrechten, überhängenden oder sich überlappenden Flächen und nur eine geschlossene Berandungslinie aufweist. Liegen die Eckpunkte der Vierecke nicht in derselben Ebene, so werden sie automatisch in Dreiecke unterteilt. Die *Umwandlung* in ein Volumenmodell erfolgt durch eine spezielle Vertikalprojektion aller Flächenränder auf eine Horizontalebene. Eingeschlossene Volumina werden dabei zu säulenförmigen Solids S_i, die mit der Bool’schen Operation UNION ($S_1 \cup ... S_i$; Abb. 10.3) zu einer einzigen Konstruktion S verwachsen. Die *Abgrenzung* geschieht nach Vorgabe der Höhe der späteren Aufstandsfläche sowie der seitlichen Berandung: Entweder entspricht diese der vertikalen Projektion der Netzberandung auf eine Horizontalebene oder man definiert eine neue rechteck- resp. polygonalförmige. Durch Projektion der Berandung auf eine Horizontalebene über dem höchsten Netzpunkt und Umwandlung des eingeschlossenen Körpers in ein Solid P entsteht unter Verwendung von INTERSECTION (S ∩ P) das digitale Geländemodell D. Es wird danach auf der gewünschten Höhe der Aufstandsfläche abgeschnitten.

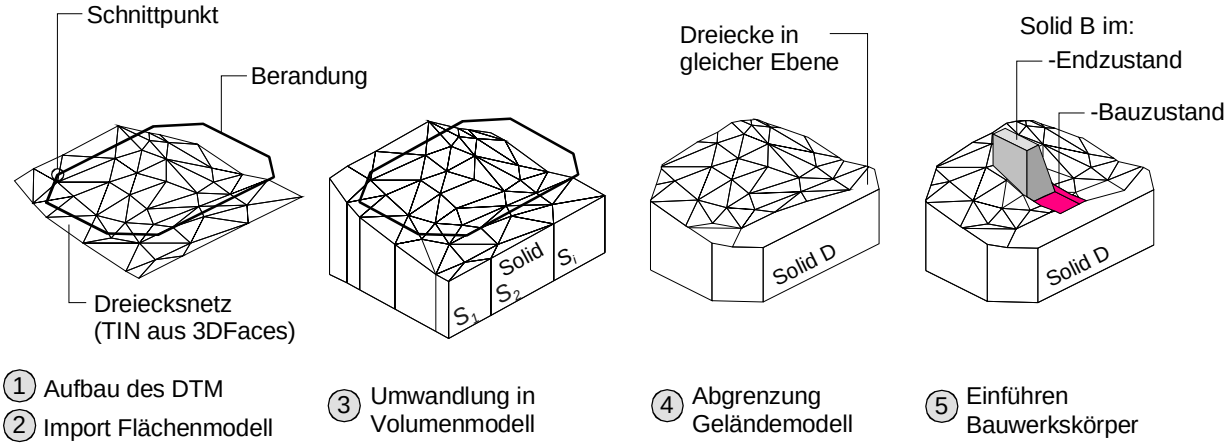


Abb. 10.9 Vorgehen bei der Konstruktion des digitalen Geländemodells mit einem Solid Modeler.

Das *Einführen* eines separat definierten Bauwerkskörpers B ist zulässig, wenn er aus einem einzigen, innerhalb, aber nicht oberhalb des Netzes liegenden Volumenmodells besteht (*Planungszustand*). Mit SUBSTRACT (D - B) kann ein Aushub simuliert, mit INTERSECTION (B ∩ D) das Volumen samt Flächen der Kontaktfugen bestimmt werden (*Bauzustand*). Zur Darstellung dürfen importierte Bauwerkskörper nach dem Aushub als Platzhalter in die jeweilige „Baugrube“ gestellt werden (*Endzustand*). Zu guter Letzt präsentiert AutoBlock eine Übersicht mit Informationen zu den Volumenmodellen und Flächenobjekten (Anzahl, Volumina, Flächen etc.). Die wichtigsten Elemente können angezeigt werden. Ein Zugriff auf einzelne Regions, Linien und Punkte zwecks Auflistung geometrischer Informationen (Fläche, Umfang, Raumstellung, Länge, Koordinaten u.a.m.) ist jederzeit möglich.

Kinematical Conditions

Die *Bruchkörperform* ist abhängig von der Anzahl, Kombination und Raumstellung vorhandener Trennflächenscharen. Die Zahl der Möglichkeiten steigt mit zunehmender Anzahl Scharen stark an. AutoBlock beschränkt sich auf maximal vier verschiedene Trennflächen pro Bruchkörper. Die Anzahl aktivierter Scharen legt die Ausgangslage fest: Wird eine aktiviert, so können nur Felskörper mit einer ebenen, bei zwei mit einer keilförmigen Kontaktfläche untersucht werden. Bei drei resp. vier aktivierten Scharen handelt es sich bei der Kontaktfläche um Drei- oder Vierflächer. Der Benutzer gibt für jede Schar einen Referenzpunkt für eine charakteristische Trennfläche samt Raumstellung ein*. Zusätzlich legt er den Halbraum mit dem potentiellen Bruchkörper fest, wodurch die Einblendung eines lokalen Koordinatensystems zur Orientierung möglich wird† (Abb. 10.10). Dessen x-Achse entspricht der Streichrichtung, die y-Achse der Falllinie, während die z-Achse den positiven Normalen-Einheitsvektor in den gewählten Halbraum repräsentiert. Ein Schaltelement ermöglicht den Zugang zu einer schematischen Darstellung der Bruchkörperform in einer Kugel, ein anderes den Zugriff auf geometrische Informationen (z.B. Schnittlinien, Zwischenwinkel).

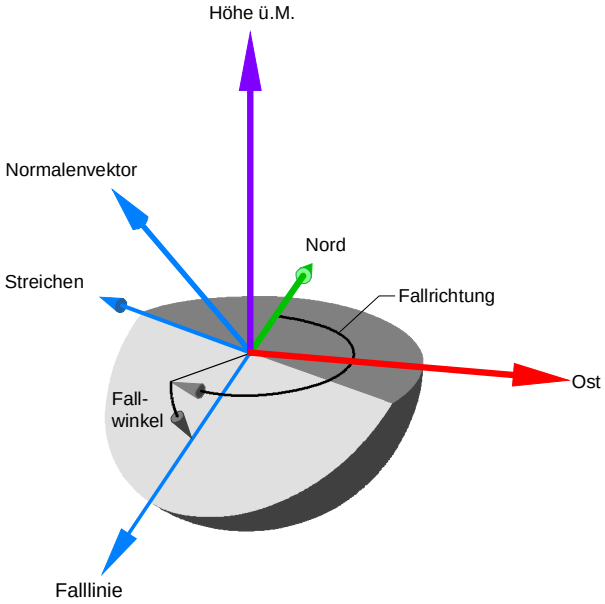


Abb. 10.10 Falllinie mit Fallrichtung ($0 \le \alpha \le 360°$), Fallwinkel ($0 \le \beta \le 90°$) sowie Normalenvektor.

Die *Bruchkörpergrösse* hängt u.a. von der Lage und räumlichen Erstreckung der Trennflächen ab. Die Lage wird zum einen durch den Referenzpunkt, zum andern durch den Abstand in Richtung der Trennflächennormalen definiert. Der Benutzer entscheidet, ob er eine fixe

---

* AutoBlock stellt die Winkelkonventionen von AutoCAD derart um, dass Winkel positiv im Uhrzeigersinn genommen werden. Die Nordrichtung entspricht null Grad. Der Halbraum einer Ebene wird durch die positive Richtung des Normalenvektors bestimmt. Für den „oberen Halbraum“ ist die Neigung der Normalen gleich dem Neigungswinkel der Falllinie der Ebene abzüglich 90°, für den „unteren Halbraum“ zuzüglich 90° [10.16].

† x-Achse: Streichrichtung, y-Achse: Falllinie, z-Achse: Positiver Normalenvektor in den gewählten Halbraum.

oder variable Lage bevorzugt. Bei Beiden gibt man für die max. vier lokalen Koordinatensysteme den Bereich in Funktion des Trennflächenabstandes an, in dem die Trennflächen liegen sollen. So kann beispielsweise die Gesamtheit aller keilförmigen kinematisch zulässigen Bruchkörper im digitalen Geländemodell bestimmt werden, deren eine Trennfläche der Schar A fix bei $z = 7$ m liegt, während für jene von B folgendes gilt: $-23 \text{ m} \leq z \leq 7.50$ m. Durch die Vorgabe von Grenzwerten für die Länge der Ausbisslinien lassen sich z.B. Trennflächen ausschliessen, die nur auf sehr kurzer Strecke ausbeissen und damit nicht relevant sein dürften. Umgekehrt bleiben aber auch zu grosse Ausbisslinien unberücksichtig, sind doch lokale Versagen meist wahrscheinlicher als globale. Ähnlich kann auch die Grösse der Kontaktflächen oder das Volumen der Bruchkörper eingeschränkt werden.

Nun beginnt eine *Programmschlaufe*, die nach immer demselben Ablauf kinematisch zulässige Bruchkörper bestimmt: Zuerst wird eine Kopie des digitalen Geländemodells durch eine fix angeordnete bzw. für einen Berechnungsgang provisorisch fixierte Trennfläche mittels Bool' scher Operationen in zwei Teilkörper zerschnitten. Derjenige Teilkörper mit einer Form entsprechend der Ausgangslage wird zurückbehalten, der andere gelöscht. Dann führt das Programm die übrigen Trennflächen gemäss den Vorgaben ein und bestimmt schrittweise alle Teilkörper mit vorgegebener Form. Entsteht dabei mehr als ein Teilkörper (wie bei einem Horizontalschnitt durch eine gewellte Oberfläche), so werden solche getrennt weiter behandelt – ausser sie berühren sich in mindestens einem Punkt. Ein Teilkörper ist kinematisch zulässig, sofern:

- Seine Ausbisslinie auf der Felsoberfläche aus einer einzigen geschlossenen Polylinie besteht, die sich an keiner Stelle schneidet (sonst in zwei Teilkörper unterteilen).
- Die Horizontalprojektion seiner Aussenberandung maximal einen gemeinsamen Punkt mit der Mantelfläche, die Vertikalprojektion keinen solchen mit der Grundfläche des digitalen Geländemodells aufweist.
- Seine Kontaktfläche höchstens einen gemeinsamen Punkt mit einer Kontaktfuge eines bereits erstellten Bauwerkskörpers besitzt.

Der Benutzer kann die Menge der Teilkörper wie folgt einschränken:

- Durch Grenzwerte für die Länge der Ausbisslinien pro Schar.
- Durch Grenzwerte für die Grösse der Kontaktflächen pro Schar.
- Durch ein Minimalmass für das Verhältnis der Grösse der Kontaktflächen pro Trennflächenschar (z.B. Fläche Schar A : Fläche Schar B = min. 1 : 2), wobei das Mass mit Hilfe eines Gewichtes für jede Schar verändert werden kann.
- Durch Grenzwerte für die Felsoberfläche.
- Durch Grenzwerte für das Volumen.

Vom Rechenaufwand her ist die systematische Kombination aller Lagen der verschiedenen Trennflächenscharen innerhalb der vorgegebenen Variationsbereiche der aufwendigste Teil von AutoBlock. Durch sorgfältige Programmierung sowie eine Kombination von einem eigenen schnellen Code und generellen Routinen von AutoCAD hält sich der Aufwand jedoch in Grenzen. Alle berechneten, kinematisch zulässigen potentiellen Bruchkörper werden in einer

Tabelle aufgeführt, die über deren Laufnummer, Bezeichnung, Zustand* und Volumen Auskunft gibt. Die wichtigsten geometrischen Eigenschaften der Bruchkörper lassen sich in einem separaten Dialogfeld anzeigen. Es ist möglich, im digitalen Geländemodell neben mehreren Bruchkörpern auch Einzelblöcke oder deren Kontaktflächen zu betrachten, wobei der Zugriff auf einzelne Flächen, Linien und Punkte zwecks Auflistung geometrischer Informationen gewährleistet ist. Für die Darstellung sehr vieler Bruchkörper existieren folgende Möglichkeiten: Entweder als Punkt oder als Ausbisslinie auf der Terrainoberfläche. Damit erhält man visuelle Hinweise, in welchen Bereichen des Geländemodells mit vielen potentiellen Bruchkörpern zu rechnen ist.

Loading Conditions

Bei den *Volumenkräften* unterscheidet AutoBlock zwischen dem Eigengewicht und der Erdbebenbelastung (statische Ersatzlast). Sie werden zum einen über das mittlere Raumgewicht für Fels, zum andern durch je einen Beschleunigungswert in horizontaler und vertikaler Richtung definiert. Für die Richtung der Horizontalkomponente ist eine Winkelangabe erforderlich.

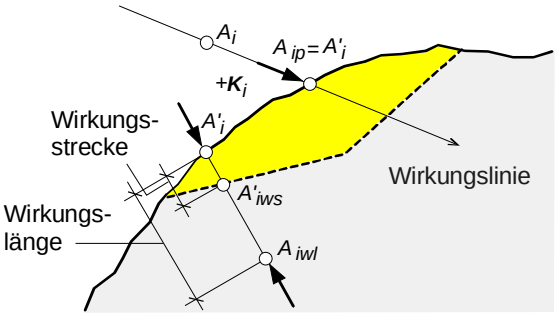


Abb. 10.11 Wirkungslinie, -länge und -strecke mit Angriffspunkt A_i und dem auf die Felsoberfläche projizierten A_{ip} (gleichzeitig Durchstosspunkt A'_i). An der Wirkungslänge greift eine Gleichgewichtsgruppe an.

Bei den *Flächenkräften* beschränkt man sich auf die Wasserkraft. Sie wirkt normal auf die Kontaktfläche jedes zulässigen Bruchkörpers und wird als mittlere Flächenkraft pro Trennflächenschar eingegeben. Dieser einfache Ansatz ist insofern gerechtfertigt, als die Druckverteilung in einem geklüfteten Medium von sehr vielen Parametern mit z.T. unbekanntem Betrag abhängt (Kap. 6.3). Andernfalls müsste das räumliche Potentialfeld für jeden Bruchkörper mit einem numerischen Verfahren aufwändig berechnet und die Verteilung der Wasserkraft für jede Kontaktfläche separat eingeführt werden.

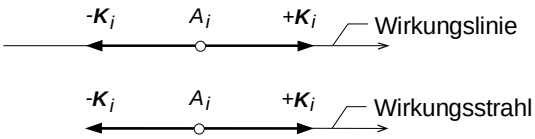
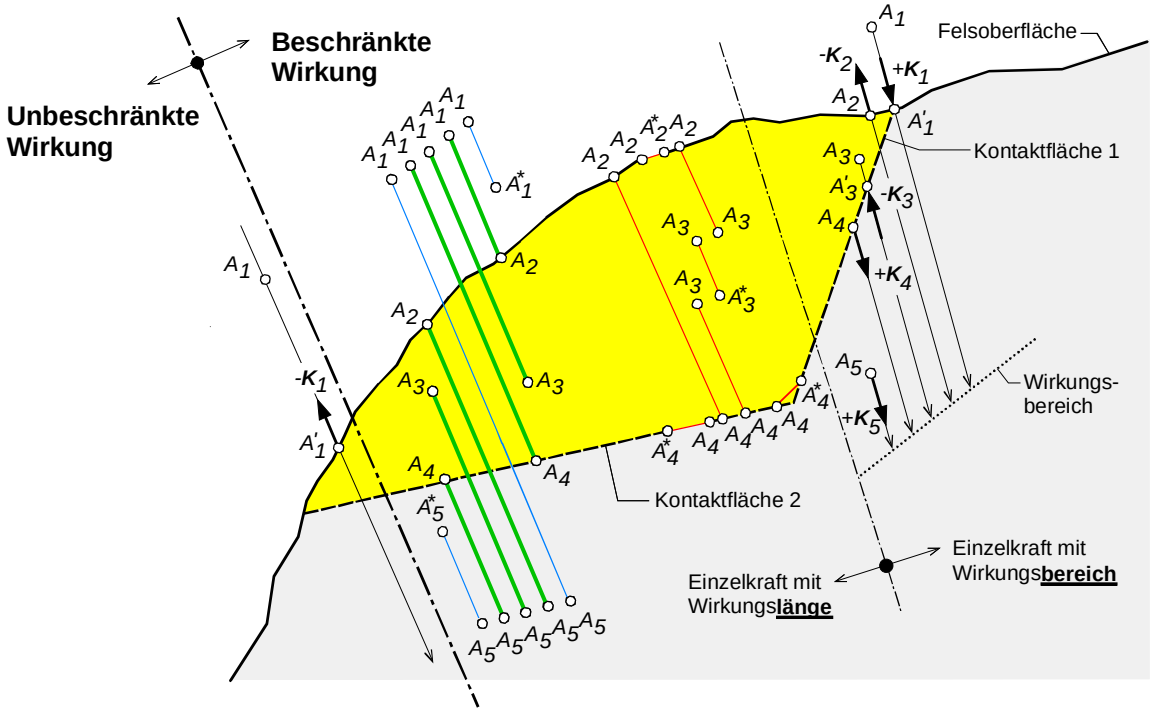


Abb. 10.12 Vorzeichenregelung: Wirkt die Kraft in Richtung der Wirkungslinie resp. des Wirkungsstrahls (gegeben durch Fallrichtung/-winkel), ist das Vorzeichen positiv ($+\boldsymbol{K}_i$), im andern Fall negativ ($-\boldsymbol{K}_i$).

Als *Einzelkräfte* gelten alle am digitalen Geländemodell angreifenden Punkt-, Linien- oder Flächenlasten (Anker, Auflasten, Schlamm etc.) mit Ausnahme der bereits erwähnten Wasserkraft. Eine Einzelkraft ist ein punktgebundener Kraftvektor $\boldsymbol{K}_i$, für dessen Beschreibung folgende Angaben notwendig sind: Seine Bezeichnung, die Lage des Angriffspunkts A_i, sein Wirkungsbereich, die Richtung (Fallrichtung/-winkel) und der Betrag. Der optional in Kraftrichtung auf die Felsoberfläche projizierbare Angriffspunkt A_i wird dort zu A_{ip} (Abb. 10.11). Die physikalische Wirkung der Einzelkräfte lässt sich wie folgt festlegen:

* Im Hinblick auf die nachfolgenden Programmteile kann der Benutzer eine Auswahl von zulässigen Bruchkörpern treffen.



Lage des Angriffpunktes:

A_1 = Aussenpunkt (liegt ausserhalb des Felsuntergrundes)

$A_2 = A_{2p} = A'_2$ = Innenpunkt (liegt auf Felsoberfläche des Bruchkörpers)

A_3 = Innenpunkt (liegt innerhalb des Bruchkörpers)

$A_4 = A'_4$ = Innenpunkt (liegt auf Kontaktfläche des Bruchkörpers)

A_5 = Aussenpunkt (liegt im Felsuntergrund)

A^*_i = Punkt liegt am gleichen Ort wie A_i

Farblegende:

- Zwei Innenpunkte = unzulässige Einzelkraft
- Zwei Aussenpunkte = unzulässige Einzelkraft
- Je ein Innen- und ein Aussenpunkt = zulässige Einzelkraft

Abb. 10.13 Schematische Darstellung der unbeschränkten und beschränkten physikalischen Wirkung von Einzelkräften. Zusätzlich sind alle unzulässigen und zulässigen Einzelkräfte mit Wirkungsbereich und -länge zusammengestellt.

- *Unbeschränkte Wirkung:* A_i resp. A_{ip} und die Richtung definieren die *Wirkungslinie* des Kraftvektors $\boldsymbol{K}_i$. Diese Gerade durch den Angriffspunkt A_i weist dem Kraftvektor die Richtung (Abb. 10.12): Wirkt die Kraft in der vorgegebenen Richtung, ist das Vorzeichen positiv ($+\boldsymbol{K}_i$), sonst negativ ($-\boldsymbol{K}_i$). A'_i ist der nächstgelegene Durchstoss- oder Berührungspunkt* der Wirkungslinie mit der Bruchkörperoberfläche, wobei $\boldsymbol{K}_i$ ausserhalb liegt (Abb. 10.11). Eine Projektion der Kraft auf die Felsoberfläche beeinflusst nur die Darstellung, nicht ihre rechnerische Berücksichtigung.
- *Beschränkte Wirkung:* A_i resp. A_{ip} und die Richtung definieren den *Wirkungsstrahl* des Kraftvektors $\boldsymbol{K}_i$. Wie bei der Wirkungslinie weist der vom Angriffspunkt ausgehende Strahl dem Kraftvektor die Richtung (Abb. 10.12). Die eingangs erwähnte Beschränkung ergibt sich durch Vorgabe eines Wirkungsbereichs oder einer Wirkungslänge. Unter einem *Wirkungsbereich* versteht man die ab dem Angriffspunkt A_i resp. A_{ip} gemessene Zone, innerhalb derer der nächstgelegene Durchstoss- oder Berührungspunkt A'_i des Wirkungs-

* Etwa in Ecken und Kanten oder wenn die Wirkungslinie mit der Ebene der Kontaktflächen zusammenfällt.

strahls mit der Bruchkörperoberfläche als zulässig akzeptiert wird (Abb. 10.13). Die *Wirkungslänge* erlaubt die modellmässige Erfassung von Vorspannankern (Abb. 10.11/13): Man versteht darunter den Abstand A_iA_{iwl} resp. A'_iA_{iwl} der beiden Kräfte einer Gleichgewichtsgruppe in Richtung des Wirkungsstrahls ab A_i resp. A_{ip}. Der Kraftvektor $\boldsymbol{K}_i$ im Bruchkörper wird in Rechnung gesetzt und ausserhalb dargestellt, falls der eine Endpunkt der Wirkungslänge ausserhalb (Aussenpunkt), der andere innerhalb oder auf seiner Oberfläche liegt (Innenpunkt*). Ein Freispielanker, der einen Bruchkörper zwar durchdringt, dessen Anfangs- und Endpunkt aber ausserhalb (oder innerhalb) liegen, bleibt ohne Einfluss auf das Kräftespiel und wird nicht berücksichtigt. Mit einem solchen Vorgehen lassen sich beliebig viele Lastfälle untersuchen, ohne dass die zeitaufwendige Bestimmung der kinematisch möglichen Bruchkörper wiederholt werden muss. Die *Wirkungsstrecke* ist der vollständig im Bruchkörper liegende Abschnitt der Wirkungslänge (Abb. 10.11). Eine Projektion der Kraft auf die Felsoberfläche beeinflusst in beiden Fällen sowohl die Darstellung als auch deren rechnerische Berücksichtigung.

Die *Reduktion* aller vorhandenen Lastgrössen auf je eine Gesamtresultierende pro ausgewählten, kinematisch zulässigen Bruchkörper geht folgenderweise vonstatten: Das Eigengewicht jedes potentiellen Bruchkörpers bestimmt sich aus dessen Volumen multipliziert mit dem mittleren Raumgewicht. Die Erdbebenbelastung erhält man aus dem Eigengewicht sowie den Beschleunigungswerten in horizontaler und vertikaler Richtung. Beide Kräfte werden im jeweiligen Körperschwerpunkt dargestellt. Die aktiven ortsabhängigen Kraftvektoren der Einzellasten werden einzeln auf ihre Zugehörigkeit zu einem ausgesuchten Bruchkörper geprüft, gespeichert, zu einer Resultierenden zusammengefasst und ebenfalls im Körperschwerpunkt dargestellt. Die Wasserkraft pro Teil der Kontaktfläche wird im Schwerpunkt dargestellt und errechnet sich aus den Einzelflächen und mittleren Flächenkräften; die zugehörige Resultierende wird getrennt gespeichert. Zuletzt bestimmt das Programm für jeden potentiellen Bruchkörper die Gesamtresultierende aus Eigengewicht, Erdbebenbelastung und den Resultierenden der Einzel- und Wasserkräfte. Alle eingeführten und berechneten Kräfte werden separat auf verschiedenen Layers abgelegt und können in beliebiger Kombination am jeweiligen Bruchkörper samt Attributen visuell kontrolliert werden. Richtung und Betrag der Gesamtresultierenden lassen sich für jeden ausgewählten potentiellen Bruchkörper anzeigen, wobei der Benutzer in der Lage ist, Gruppen bestimmter Bruchkörper auszuwählen.

10.2.4 Entwicklungsgeschichte

Die Arbeiten begannen mit der Suche nach geeigneten Programmen für die Berechnung digitaler Geländemodelle. Zwei Kriterien standen dabei im Vordergrund: Als Hilfsmittel sollten sie einerseits ein Add-on von AutoCAD darstellen (für einfachen Datenaustausch, kurze Einarbeitungszeit), andererseits kostengünstig sein. Da mehrere Produkte beide Auflagen erfüllten, konzentrierten wir uns auf das „AutoCAD Land Development Desktop“ von Autodesk.

Neu entwickelte Programme müssen einem Testprocedere (Abb. 10.14) unterworfen werden. Im vorliegenden Fall überprüfte man die Korrektheit anhand nachgerechneter Beispiel aus der Fachliteratur sowie durch Resultatevergleich mit anderen Programmen. Die Anwendung an komplexen Fallbeispielen aus der Praxis deckte weitere Schwachstellen auf. Nach ihrer Bereinigung konnte schliesslich die Zuverlässigkeit des Programms nachgewiesen werden. Diverse Rückmeldungen aus der Praxis – u.a. anlässlich des Tages der offenen Tür an der ETH

* Definition: Jede Teilfläche der Bruchkörperoberfläche ist Bestandteil des Felskörpers.

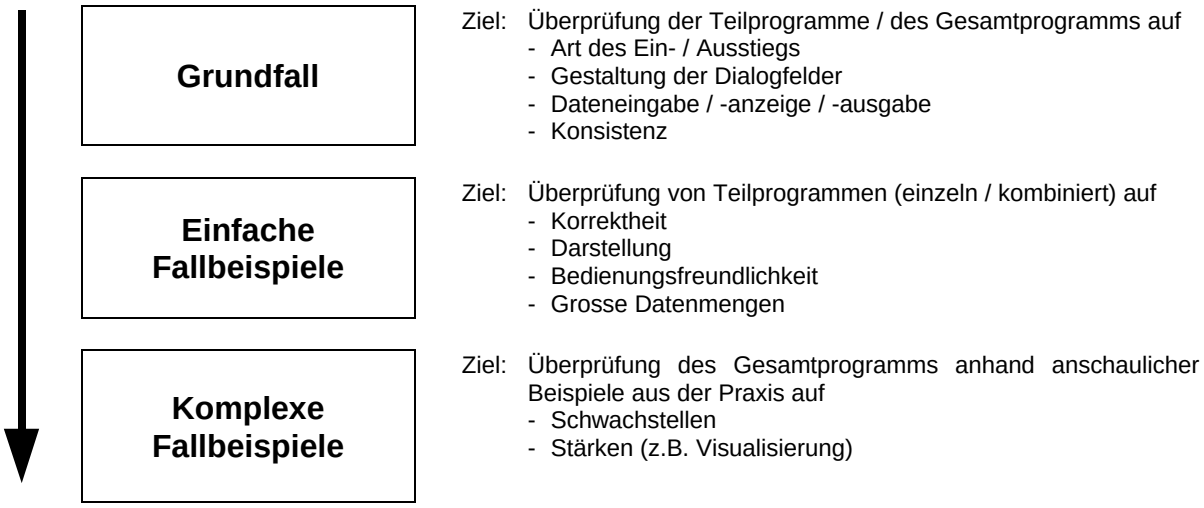

Grundfall
Ziel: Überprüfung der Teilprogramme / des Gesamtprogramms auf
- Art des Ein- / Ausstiegs
- Gestaltung der Dialogfelder
- Dateneingabe / -anzeige / -ausgabe
- Konsistenz
Einfache Fallbeispiele
Ziel: Überprüfung von Teilprogrammen (einzeln / kombiniert) auf
- Korrektheit
- Darstellung
- Bedienungsfreundlichkeit
- Grosse Datenmengen
Komplexe Fallbeispiele
Ziel: Überprüfung des Gesamtprogramms anhand anschaulicher Beispiele aus der Praxis auf
- Schwachstellen
- Stärken (z.B. Visualisierung)

Abb. 10.14 Gliederung des Testprocederes für AutoBlock [10.2].

Zürich, an einer Präsentation für die STK-Arbeitsgruppe für Nachrechnung, an SGBF-, ICOLD- und ISRM-Tagungen in Zürich [10.12], Seoul [10.20] und Kyoto [10.17] – und seitens der Bauingenieurstudenten der ETH Zürich belegen das Potential des Programms.

10.3 Vorgehen

Eine Stabilitätsuntersuchung mit AutoBlock gliedert sich in drei Teile:

1. *Vorbereitung:*
   a) Formulierung der Zielsetzung samt Ausgangslage, Abgrenzung und Vorgehensweise.
   b) Digitalisierung der Felsoberfläche mit einer der Projektphase und Aufgabenstellung angepassten Genauigkeit inkl. Berechnung des Oberflächennetzes der Felsoberfläche.
   c) Konstruktion der Bauwerkskörper als Volumenmodell.
   d) Auflisten der Kennwerte für die Trennflächengeometrie, Festigkeits- und Lastgrössen.
2. *Berechnung:* Das Flussdiagramm in Abbildung 10.15 fasst in groben Zügen das Vorgehen bei einem Berechnungsgang zusammen. Die Verbindungspfeile kennzeichnen die im Regelfall vorhandene Verknüpfung und zeitliche Folge der Arbeiten. Die Rückkopplungen zur Überarbeitung einzelner Berechnungsschritte sind im Diagramm ebenfalls enthalten.
3. *Interpretation:* Eine Deutung der Berechnungsresultate bedingt einen vorgängigen Vergleich der eingeführten Idealisierungen mit den natürlichen Gegebenheiten vor Ort. Dabei wird jede Annahme für das statische System, die Festigkeits- und die Lastgrössen kritisch hinterfragt resp. das „Ersonnene“ dem „Direkt Wahrnehmbaren“ gegenübergestellt.

In den Kapiteln 12 bis 14 illustrieren drei Beispiele aus der Praxis einige Gesichtspunkte der skizzierten Vorgehensweise. Sie zeigen auf, wie sich mit dem Programm verschiedene Hypothesen in kurzer Zeit prüfen lassen. Besonders eindrücklich sind die neuartigen Möglichkeiten zur Visualisierung potentieller Bruchkörper: Es ist absehbar, dass solch aussagekräftige Bilder in Zukunft zu einem wichtigen Hilfsmittel in der Verständigung zwischen den Projektbeteiligten werden dürften. Damit lassen sich nicht nur dem Fachmann, sondern auch Dritten wichtige Entscheidungsgrundlagen auf optisch ansprechende Weise vor Augen führen.

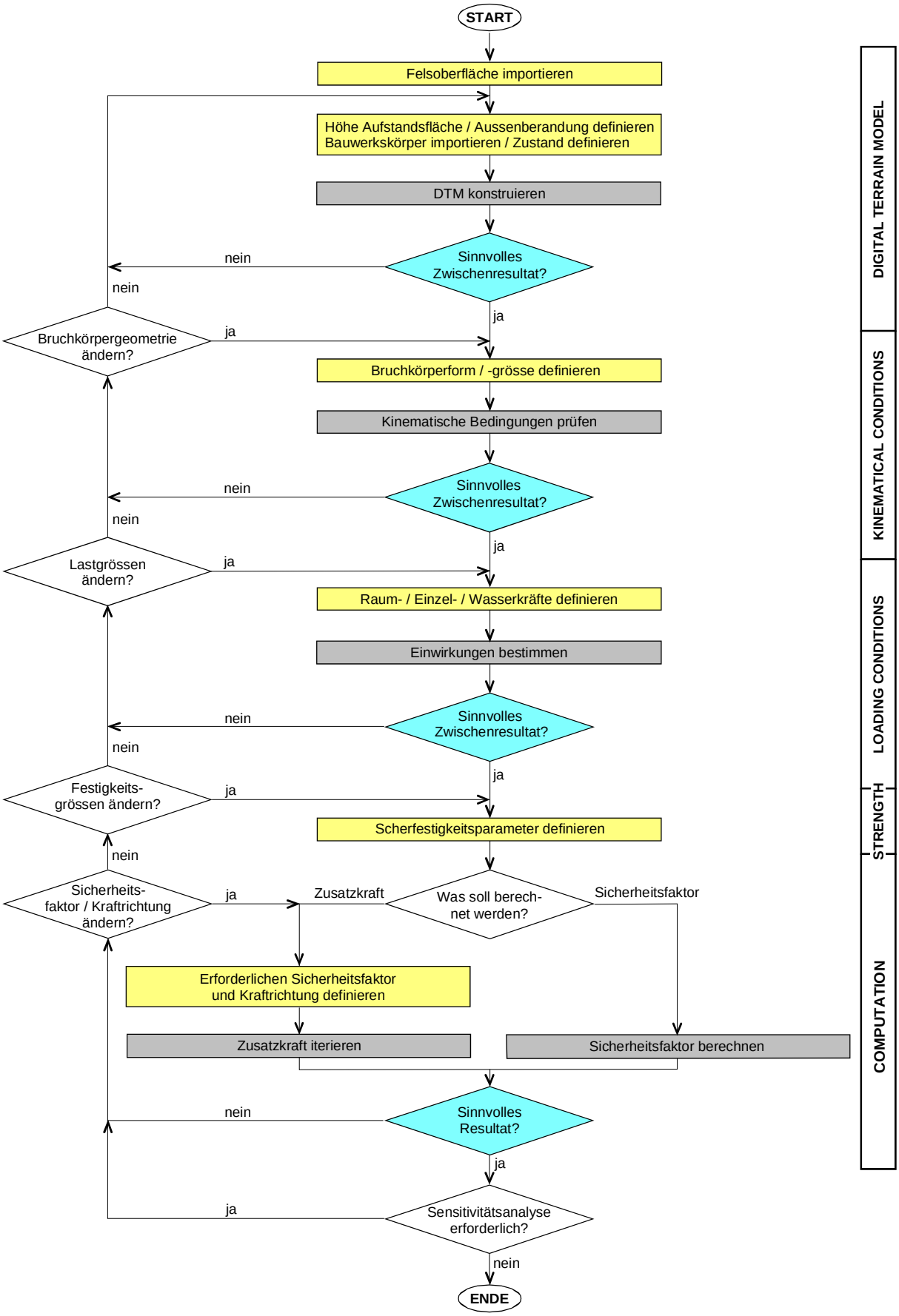


Abb. 10.15 Flussdiagramm von AutoBlock; der Export von Daten kann jederzeit erfolgen. Der Algorithmus zur Iteration der erforderlichen Zusatzkraft ist derzeit noch nicht implementiert.

10.4 Weiterentwicklung

Während der Entwicklung von AutoBlock trug man späteren Erweiterungen von Anfang an Rechnung. Trotz den bereits vorhandenen umfangreichen Möglichkeiten haben bisherige Anwendungen verschiedene Bedürfnisse erkennen lassen [10.1]. Es sind dies zum Beispiel:

- *Allgemein:* Unterschiedliche Eingabefiles sollten einfach – etwa mit einem Texteditor – erzeugt und automatisch durchgerechnet werden können. Damit wäre der Benutzer in der Lage, eine Sensitivitätsanalyse mit wenig Aufwand durchzuführen.
- *Digital Terrain Model:* Der Import von DTM's als Volumenmodelle oder von mehreren Felsoberflächen mit zum Teil senkrechten Flächen, die beliebig zu neuen DTM's kombiniert werden können, sollte ebenso ermöglicht werden wie das Extrudieren der Felsoberfläche in jede Richtung. Bei den Bauwerkskörpern wäre eine Verringerung der bestehenden Einschränkungen von Vorteil (so ist derzeit kein Zylinder zugelassen). Damit würde man dem Benutzer neue Wege zur Konstruktion komplizierterer DTM's anbieten.
- *Kinematical Conditions:* Die Eingabe und Aktivierung einer beliebigen Anzahl Trennflächenscharen sollte möglich sein (z.Zt. auf vier begrenzt). Zudem wären erweiterte Möglichkeiten zur Variation der Bruchkörperlage hilfreich (z.B. des Schnittpunktes Ausbisslinie-Trennflächen entlang einer Linie oder innerhalb eines Gebiets). Damit könnte der Benutzer bei Bedarf auch komplexere Bruchkörperformen resp. -mechanismen gezielter untersuchen wie z.B. die Fälle in Abb. 5.12 c) oder f) oder in Abb. 5.2.
- *Loading Conditions:* Beliebige Linien- und Flächenkräfte, ein mit dem Abstand zur freien Wasseroberfläche linear zunehmender Wasserdruck sowie räumliche Potentialfelder, die mit Hilfe von Drittprogrammen bestimmt wurden, sollten die Auswahl vorhandener Lastgrössen ergänzen. Damit würde man dem Benutzer wichtige Eingabemöglichkeiten erschliessen.
- *Strength:* Richtungsabhängige Festigkeitsparameter sollten im Algorithmus berücksichtigt werden können. Damit wäre es dem Benutzer ein Einfaches, diesen Einfluss (z.B. bei einer Welligkeit) in seine Überlegungen miteinzubeziehen.
- *Computation:* Der Algorithmus zur Iteration der erforderlichen Zusatzkraft sollte implementiert werden. Der Betrag dieser Zusatzkraft würde sich unter Vorgabe der angestrebten Sicherheit sowie der Richtung der Zusatzkraft ermitteln lassen, wobei die Bewegungsart und -richtung ändern mögen.
- *Visualisierung:* Für Präsentationen wären erweiterte Möglichkeiten – so z.B. das „Explodieren" oder die „Translation" von potentiellen Bruchkörpern in Bildsequenzen – hilfreich.

11 Felsfundation Staumauer Albigna

Die im Bergell gelegene Staumauer Albigna staut unterhalb des gleichnamigen Gletschers einen See von rund 69 Mio. m^3 Inhalt ein (Abb. 11.1). 1977 traten nach einem längeren Vollstau überraschend hohe Sickerwasserverluste sowie Wasseraustritte an der linken Talflanke auf. Sie gaben Anlass zu einer gründlichen Überprüfung der Fundation und zur Einleitung konstruktiver Massnahmen [11.1]. Den Erfolg der Sanierungsarbeiten bestätigten Messungen mit präzisen Instrumenten, die noch heute eine Überwachung ermöglichen.

Die im Zuge der Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse über den anstehenden Fels und die vorhandenen Messeinrichtungen waren entscheidende Faktoren, 1987 – 1992 am selben Standort ein Forschungsprojekt über die Sickerströmung im geklüfteten Fels durchzuführen [11.2]. Das Hauptgewicht lag dabei auf Feldmessungen und der Interpretation der Daten mit Hilfe numerischer Berechnungen. 1995 entschloss sich die Stadt Zürich, alle bekannten Unterlagen über die Felsfundation aufzuarbeiten und die relevanten felsmechanisch-hydraulischen Beziehungen in einem Modell des Untergrundes darstellen zu lassen [11.3] [11.4].

Auf den nächsten Seiten wird am Beispiel Albigna dargelegt, wie schwierig zum einen die Einschätzung der Sickerströmung in einem geklüfteten Fels ist. Zum andern wird das in Kapitel 2.6 erläuterte Modell des Untergrundes konkretisiert, welches neben den geometrischen Grössen v.a. die im Hinblick auf die Stabilität, Verformbarkeit und Durchlässigkeit massgebenden Eigenschaften in einem widerspruchsfreien Gesamtbild zusammenfasst.

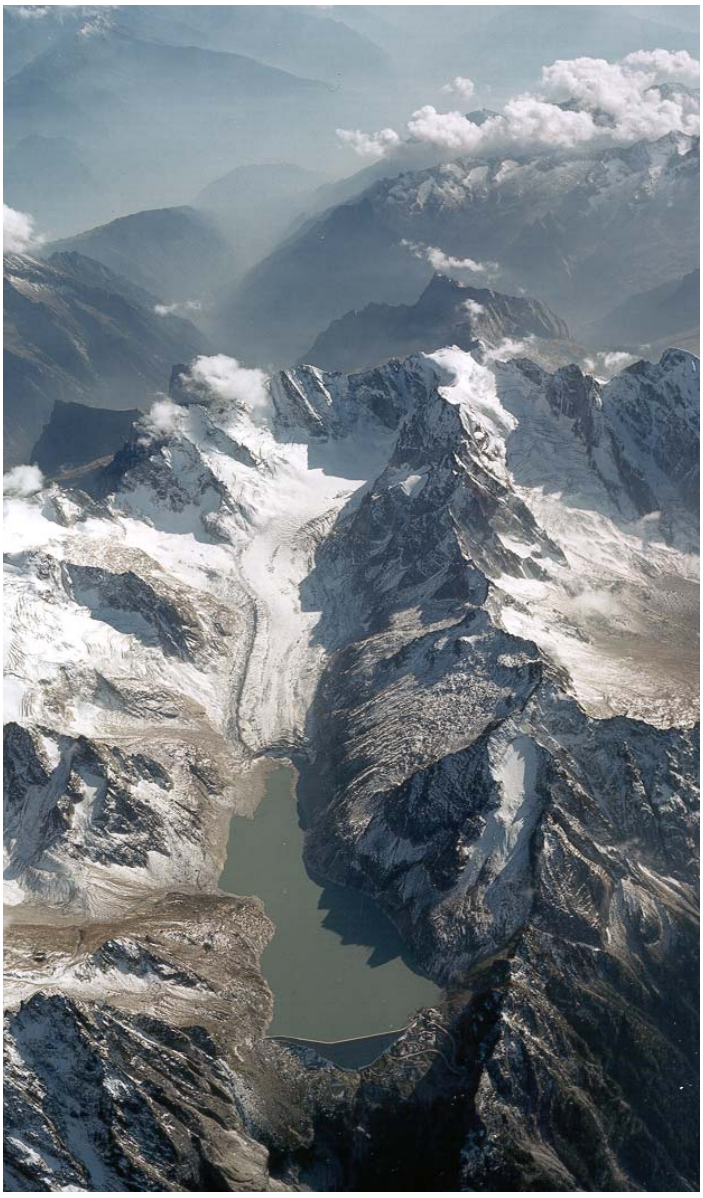


Abb. 11.1 Luftaufnahme des Albigna-Tales Richtung S (mit freundlicher Genehmigung der Leica Geosystems AG, Heerbrugg).

11.1 Ausgangslage

Die Dichtigkeit des Felsens spielt nicht nur bei Staumauern, sondern auch bei unterirdischen Lagerstätten für die Entsorgung radioaktiver und anderer Industrieabfälle eine massgebende Rolle. Abschätzungen über die Menge der Schadstoffe, die durch eine Sickerströmung im Laufe der Zeit in die Biosphäre gelangen könnten, beruhen auf felshydraulischen Überlegungen und Modellberechnungen. Um die Gesetzmässigkeit der Sickerströmung im geklüfteten Fels genauer zu untersuchen sowie heutige Berechnungsmodelle überprüfen zu können, wurde 1987 - 1992 im Untergrund der Staumauer Albigna ein *Forschungsprojekt* durchgeführt [11.2][11.5]. Es beinhaltete umfangreiche Beobachtungen im Feld und eine Interpretation der Messdaten durch numerische Rückrechnungen. Nach Projektende wurden die Ablesungen weitergeführt, um das Langzeitverhalten zu studieren.

Die Wahl des Standortes Albigna war mehrfach begründet: Zum einen ist die Fundation einer Staumauer jahreszeitlich schwankenden Druckgradienten ausgesetzt, zum andern ist hier die Zugänglichkeit für das Abteufen neuer Bohrlöcher zur Instrumentierung gewährleistet. Weitere Gesichtspunkte waren die bereits vorhandenen Gleitmikrometerbohrungen sowie der hohe Kenntnisstand über den anstehenden Fels. Ein besonderes Augenmerk galt dem mechanisch-hydraulischen Verhalten zweier „aktiver“ Klüfte, die sich als Folge von Seespiegelschwankungen öffnen und schliessen und so die Wasserwegigkeit nachhaltig beeinflussen.

Die Vielfalt der im Laufe der verschiedenen Untersuchungen erworbenen Kenntnisse veranlassten 1995 das **I**ngenieurbüro für **b**auliche **A**nlagen der Stadt Zürich, eine *Studie* mit doppelter Zielsetzung in Auftrag zu geben: Erstens, die Felsfundation auf der Grundlage vorhandener Information hinsichtlich der für die Stabilität und Sickerströmungsverhältnisse wesentlichen Eigenschaften zu erfassen, sowie zweitens, ein übersichtliches Modell des Untergrundes zu erarbeiten. Bei der Umsetzung wurden alle Beobachtungen samt Referenz-Quellen im Bericht „Beschreibung des Untergrundes“ [11.3] zusammengestellt, wodurch eine Überprüfung empirischer Tatbestände und Folgerungen möglich ist. Die Wahl vereinfachender Annahmen bei der Modellierung erfolgte im Bericht „Modell des Untergrundes“ [11.4].

11.2 Untersuchungsgebiet

11.2.1 Sperrstelle

Die *Topographie* an der Sperrstelle (2100 m ü.M.) zwischen dem Piz Balzet und der Spazzacaldaira wird durch einen markanten 600 m langen Felsriegel beherrscht. Dieser fällt luftseitig steil in eine Schlucht, seeseitig in das breite, ca. 120 m tiefe, mit Alluvionen gefüllte Albignabecken (Abb. 2.2). Die Felsoberfläche der Talstufe ist gekennzeichnet durch flache Rundhöcker, zwei Abflussrinnen des Albignatrogs sowie NW-SE und N-S verlaufende Einschnitte.

Der *Untergrund* besteht aus Fest- und Lockergestein. Vor Baubeginn trat im Bereich der Gründungsfläche der anstehende, vom Gletscher blankpolierte Bergeller Granit fast durchgehend zu Tage. Nur am Rand des Talbeckens liegt die Felsoberfläche unter natürlichen, rund 200 m breiten Ablagerungen der abwitternden Talflanken verborgen (Grob-/Blockschutt).

11.2.2 Bauwerk

Der *Sperrenkörper* aus unarmiertem Beton wurde in den Jahren 1956 bis 1959 am Standort der ersten Hochwasserrückhaltesperre der Schweiz errichtet. Er weist eine Kronenlänge von 760 m auf (Abb. 11.2). Sein mittlerer Teil ist in 25 Blöcke von 20 m Breite aufgeteilt, die eine maximale Höhe von 115 m bei einer Dicke von 83.5 m (Mauerfuss) bzw. 7 m (Krone) haben. Die Trennfugen zwischen den Mauerblöcken sind zu Hohlräumen von 5 m lichter Breite erweitert, die den anstehenden Fels offenlegen (hohle Gewichtsmauer). Die seewärts gekrümmten Seitenflügel (90 + 170 m) bestehen aus sechzehn rund 18 m breiten, 8 bis 25 m hohen Blöcken ohne Hohlräume mit einer minimalen Kronenbreite von 4.5 m. Im Osten wurde zudem eine 50 m lange Kernmauer angeordnet. Im Querschnitt ist die Mauer seeseitig senkrecht, luftseitig polygonal gekrümmt. Der Stauspiegel schwankt zwischen den Koten 2065 und 2162.6 m ü.M.; die Mauerkrone liegt 2.4 m höher (= 2.4 Mio. m^3 Rückhalteraum). Im Sommer 1959 erfolgte ein Teilstau bis Kote 2112 m ü.M., im Jahre 1960 der erste Vollstau.

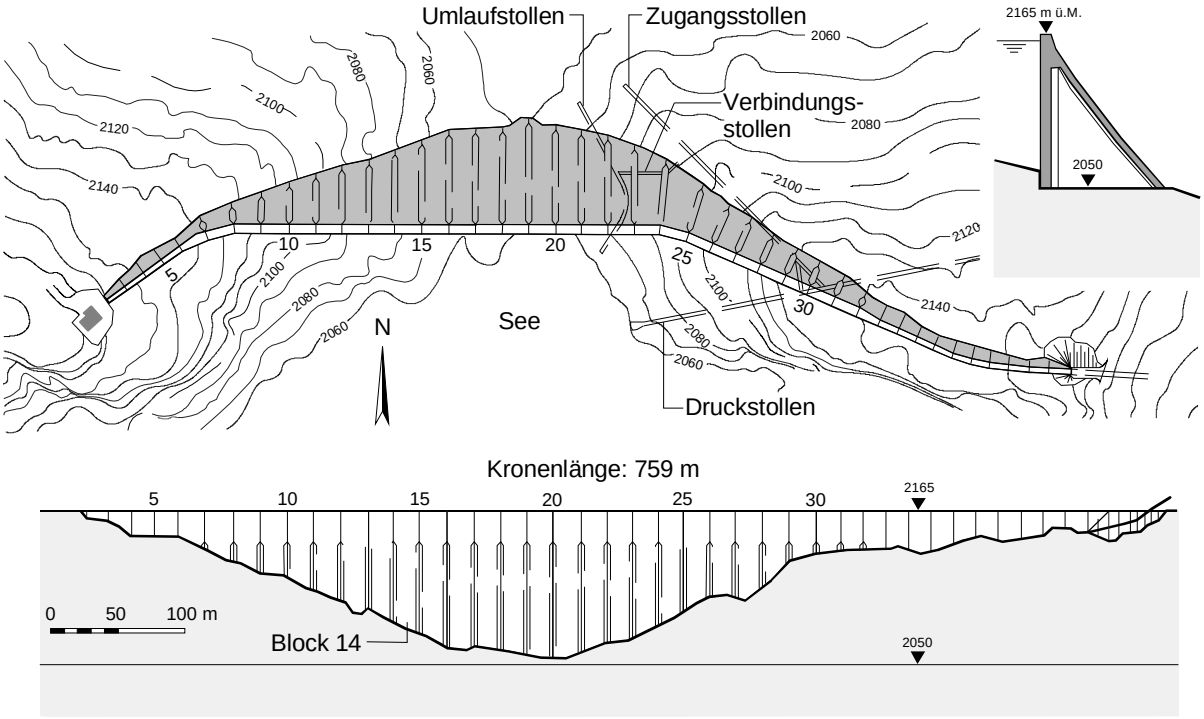


Abb. 11.2 Situation, seeseitige Ansicht und Querprofil der Staumauer Albigna.

Die *Gründungsfläche* folgt weitgehend der natürlichen Felsoberfläche, die in Talmitte und an beiden Talschultern rundhöckerartige Verflachungen zeigt (Abb. 11.3). In Tallängsrichtung ist der mittlere Teil buckelartig geneigt. Vor dem Betonieren wurden lokal Lockergesteinsschichten, verwitterte Bereiche und eingeschwemmtes Material entfernt sowie die Abflussrinnen gereinigt. Im westlichen Widerlagerbereich glich man die Fundamentsohle nach Abtrag einer stark zerlegten Felspartie aus. Weiter wurden über die ganze Mauerlänge wasser- und luftseitig zwei bis 4 m tiefe Fundamentschlitze ausgehoben (total 30'000 m^3 Aushub).

Die *bautechnischen Massnahmen* umfassen Tiefen- und Kontaktinjektionen sowie Drainagen. Zur Abdichtung führte man drei Reihen Tiefeninjektionen von maximal 120 m Tiefe aus, de-

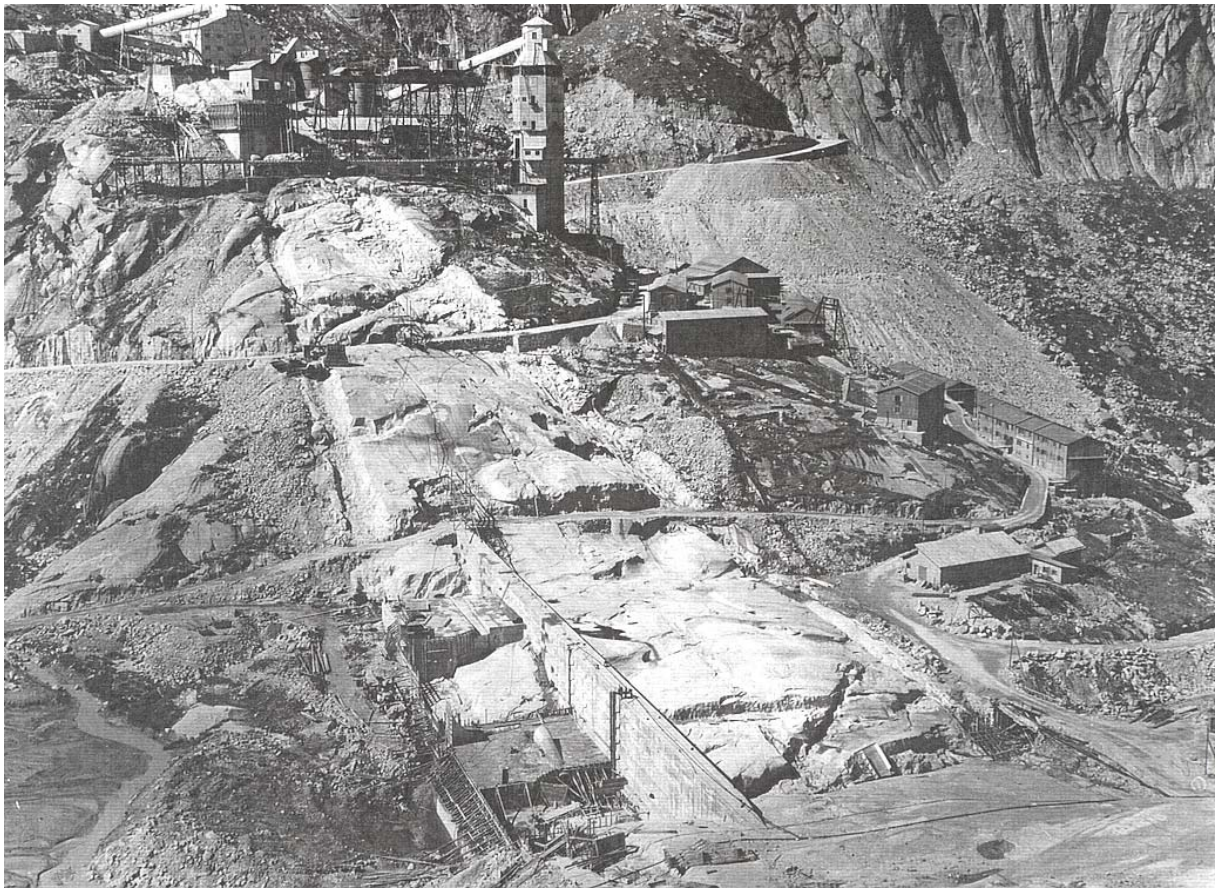


Abb. 11.3 Gründungsfläche der linken Widerlagerseite mit den beiden Fundamentschlitzen [11.3].

ren Wirksamkeit durch Zusatzbohrungen und Wasserabpressversuche kontrolliert wurden. Die Menge des eingepressten Zementes variierte örtlich stark und erreichte einen Umfang von 3'600 t (≈ 50 kg/m^2 Injektionsschirm). Für die unregelmässig angeordneten, 5 m langen Kontaktinjektionen wurden 200 to verwendet (Abb. 2.7). Von den Kontrollgängen und Hohlräumen teufte man Entlastungsbohrungen ab, die an zwei Stellen einen Drainageschirm bilden.

Die *unterirdischen Hohlräume* unterteilen sich in einen unverkleideten Umlaufstollen aus der Bauphase sowie den östlich gelegenen Druckstollen (Durchmesser: 2.50 m) samt Schieberkammer und zugehörigen Zugangs- und Verbindungsstollen (Abb. 11.2).

11.3 Messungen im Untergrund

11.3.1 Gleitmikrometermessungen

Mitte der Siebzigerjahre stieg die Infiltrationsmenge im Bereich eines Mauerblocks kontinuierlich an. Während Pendel- und Klinometerablesungen keine Abweichungen zu früheren Jahren zeigten, deuteten geodätische Messungen auf eine Zunahme der bleibenden Mauerverformungen hin. Angesichts dieses unerwarteten Verhaltens leitete man eine umfassende Untersuchung ein, die zur Entdeckung eines 300 m langen *„aktiven Risses“* im Fels führte (AR in Abb. 11.4). Er verläuft parallel zum seeseitigen Mauerfuss und wies bei abgesenktem Stausee eine Öffnung von 8 mm, bei höchstem Seespiegel eine solche von 16 mm auf.

Die Beobachtung warf eine Reihe wichtiger Fragen auf über die allfällige Existenz, Lage und Erstreckung weiterer solch aktiver Klüfte, welche die Durchlässigkeit in der Fundation entscheidend beeinflussen. Da deren Beantwortung auf theoretisch-rechnerischem Weg ausgeschlossen war, ging man empirisch von folgender Hypothese aus: Würde man entlang einer Messlinie den lückenlosen Verlauf der Axialdehnung infolge der Seespiegelschwankungen kennen, so markierten allfällige scharfe Spitzen das Vorhandensein aktiver Klüfte [11.1].

Das geeignete Instrument für die Bestimmung des Dehnungsverlaufs entlang einer Bohrung ist das Gleitmikrometer [11.7]. Es erlaubt die Messung differentieller Verschiebungen zwischen zwei Messmarken in ein Meter Distanz. Im Sommer 1980 wurden in den Blöcken 14 und 16 in zwei Querschnitten sechs Bohrungen abgeteuft und insgesamt 400 m Messrohre eingebaut (Abb. 11.2) [11.1]. Die ausgewerteten Ablesungen deckten das Vorhandensein aktiver Klüfte auf und förderten damit das Verständnis für das unerwartete Tragwerksverhalten. Sie bestätigten nicht nur die Fortsetzung des bereits erwähnten aktiven Risses im Fels, sondern zeigten auch deutlich auf eine bis anhin unbekannte *„Kluftzone“* (KZ in Abb. 11.4). Wie in Bohrung GM.1 in 46 m Tiefe sichtbar (= GM.1.46), öffnet und schliesst sich diese infolge des Seeaufstaus um mehr als 3 mm/m. Die in Bohrung GM.2 bis zuunterst in eine Tiefe von 50 m feststellbaren Dehnungen weisen auf eine grosse Tiefenwirkung der Staumauer hin. Die zwei Ausschläge in einer Tiefe von 5 m und 25 m deuten an, dass hier eine oder mehrere aktive Klüfte die Bohrlochachse schneiden. Nach Abräumen der alluvialen Ablagerungen vom Fels konnte der Ausbiss dieser mehrere Meter seeseits des Mauerfusses liegenden Kluftzone tatsächlich festgestellt werden. Zur Abdichtung der offenen Diskontinuitäten deckte man die freigelegte Felsoberfläche am seeseitigen Mauerfuss mit einer PVC-Folie grossflächig ab und ergänzte das Drainagesystem. Bis heute andauernde Kontrollmessungen bestätigten die Richtigkeit der Hypothese über die Ursache der aufgetretenen Schwierigkeiten sowie die Wirksamkeit der getroffenen Massnahmen.

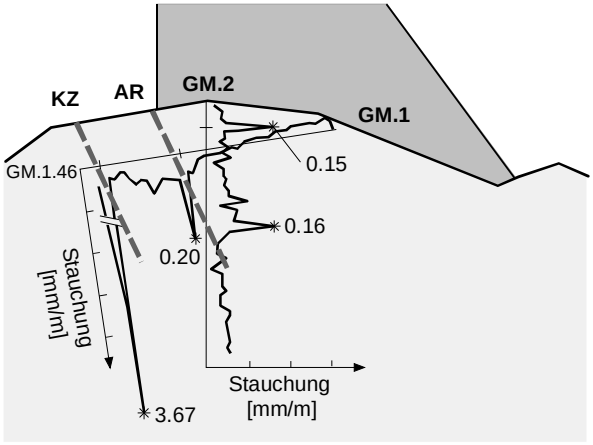


Abb. 11.4 Mit dem Gleitmikrometer gemessener Dehnungsverlauf entlang zweier Bohrlöcher unter Block 14. Die Stauchungen lassen sich durch eine Entlastung des Felsens infolge Absinken des Seespiegels von 2161 m auf 2059 m ü.M. erklären [11.6].

11.3.2 Piezodexmessungen

Die Bestimmung piezometrischer Höhen entlang von Bohrungen im Fels bildete einen zentralen Bestandteil des erläuterten Forschungsprojektes. Hierfür wurde eigens das Piezodexmesssystem entwickelt, das im Gegensatz zu früheren Konstruktionen ohne jegliche hydraulische Verbindung zwischen Sonde und Flüssigkeit auskommt [11.8]. 1987 erstellte man in einem bestehenden Gleitmikrometer-Messquerschnitt (Block 14) fünf Bohrungen mit einer Gesamtlänge von 260 m und rüstete sie mit 39 Messabschnitten aus (Abb. 11.7) [11.2]. Fortan war jede Ablesung am Piezodex von einer solchen am Gleitmikrometer begleitet. Die Ergebnisse wurden in mehreren Arbeiten festgehalten [11.5][11.6][11.9][11.10][11.11]. Nach Abschluss

des Projektes beschloss man, die vorhandene Instrumentierung weiterhin zu nutzen. Das beobachtete Verhalten der Talsperre entspricht den Erwartungen und gibt zu keinerlei Bedenken Anlass.

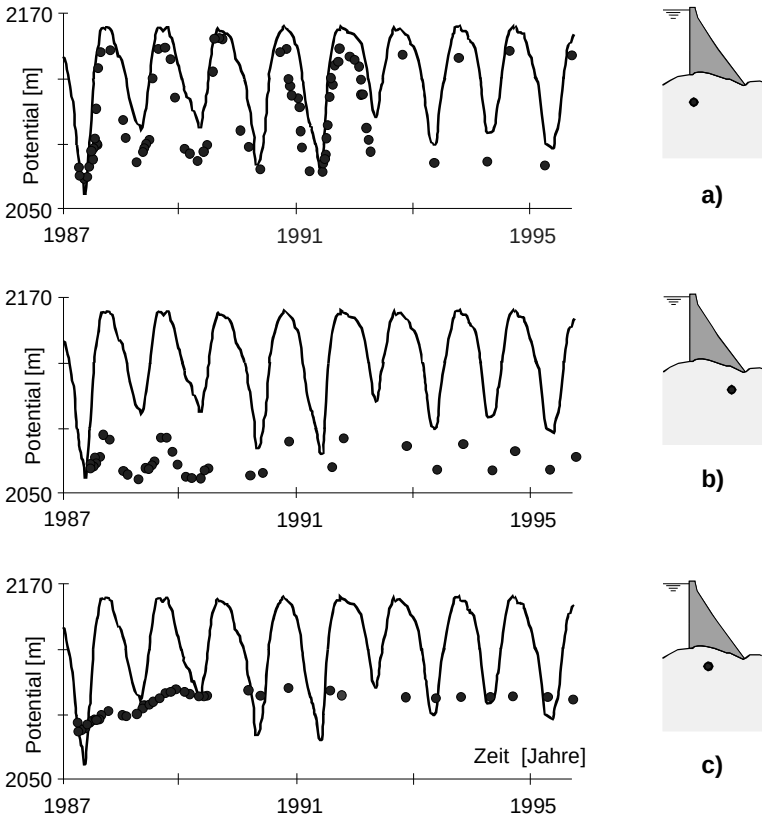


Abb. 11.5 Seestand und gemessene hydraulische Potentiale in Funktion der Zeit für drei verschiedene Drucktransmitter. Der tiefe Seespiegel 1987 ist auf Unterhaltsarbeiten an der Abdichtungsfolie zurückzuführen [11.12].

Die erhobenen Daten lassen sich auf verschiedene Arten darstellen. In Abbildung 11.5 sind für drei Messstellen die hydraulischen Potentiale (= $z + u/\gamma_w$) gemeinsam mit der jeweiligen Seespiegelhöhe in Funktion der Zeit aufgezeichnet. Die Potentiale wurden dabei unter Verwendung der Höhenlage der jeweiligen Messmarke aus dem abgelesenen Druck umgerechnet. Je nach Lage der Messstelle ist die Beziehung zwischen der zeitlichen Variation der gemessenen Potentiale und der Seespiegelhöhe völlig unterschiedlich: In Abbildung 11.5 a) folgt das hydraulische Potential exakt dem Verlauf des Seespiegel, in b) ist der Einfluss der Seespiegelschwankungen 30 m unterhalb der Gründungsfuge noch immer deutlich erkennbar. Ab 1992 zeigen die Potentiale bei Erreichen des Stauziels eine leicht sinkende Tendenz auf. Ganz anders verhalten sich die Messwerte in c): An dieser Stelle steigen sie bis 1989 kontinuierlich an, um später auf einer bestimmten Höhe zu stagnieren.

Piezometrische Messwerte werden zwar in genau bestimmten Punkten eines Bohrlochs abgelesen, müssen aber dem ganzen, durch Packer definierten Messintervall zugeordnet werden.

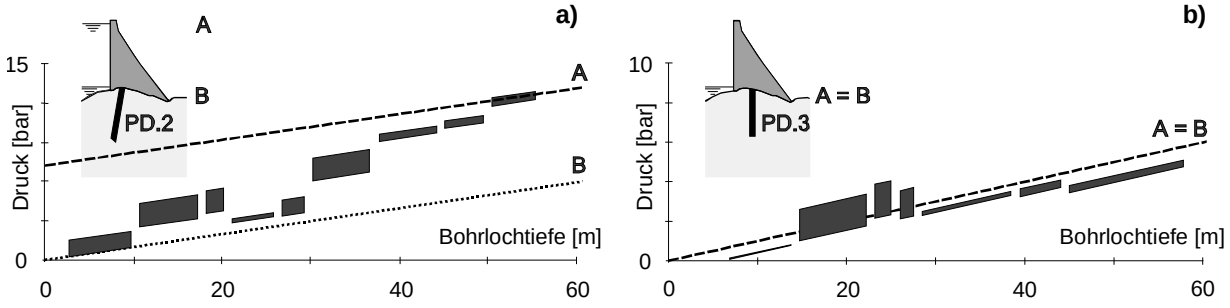


Abb. 11.6 Schwankungsbreite der gemessenen Drücke in Funktion der Bohrlochtiefe für zwei Bohrungen. Die Geraden zeigen den hydrostatischen Druck bei maximalem (A) resp. minimalem Seestand (B). a) Messwerte bei maximalem Seestand in PD.2. b) Messwerte bei minimalem Seestand in PD.3.

In Abbildung 11.6 sind die in zwei Bohrlöchern gemessenen Drücke in Funktion der Tiefe bei konstantem Seestand dargestellt. Jeder Druckwert pro Messintervall ist – gemäss der Bohrlochneigung – als Parallelogramm aufgezeichnet, dessen Höhe je nach Schwankungsbreite der gemessenen Werte variiert. Die Geraden zeigen den hydrostatischen Druck bei maximalem (A) resp. bei minimalem Seestand (B). In Abbildung 11.6 a) ist augenfällig, dass die Druckverteilung bei Vollstau nicht linear mit der Tiefe zunimmt, sondern sprunghaft ändert. Der höchste Wasserdruck entspricht dem Seestand und wird im Bohrlochtiefsten gemessen: Er weist damit auf eine direkte Verbindung zum Seebecken hin. In b) ist die in einem andern Bohrloch bei tiefstem Seestand gemessene Druckverteilung ersichtlich. Unübersehbar sind die Intervalle zwischen 15 und 30 m, die einerseits eine grössere Streuung der Werte, andererseits einen über dem Seestand liegenden Druck zeigen (Kluftwasserüberdruck wegen rascher Entlastung).

Die enorme Anzahl beobachteter Druckwerte gab den Anstoss, ein Potentiallinniennetz zu konstruieren (Abb. 11.7). Die bei Vollstau auffällige Ausrichtung und Verdichtung der Niveaulinien im Bereich des seeseitigen Mauerfuss bedeutet, dass hier ein markanter Druckabbau stattfindet.

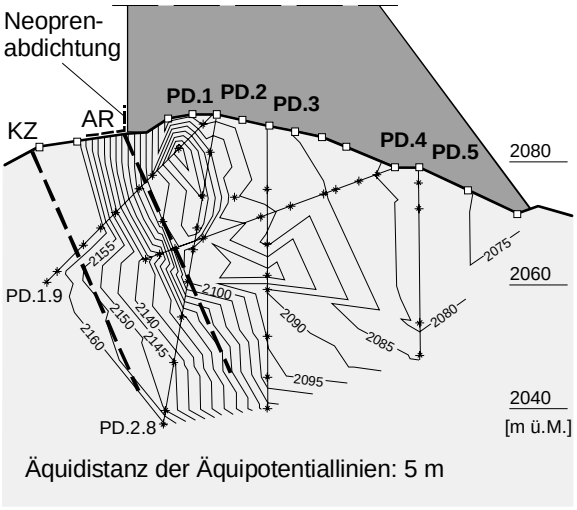


Abb. 11.7 Aus den Piezodex-Messungen konstruierte Potentiallinien bei einem Seestand von 2161 m ü.M. [11.2].

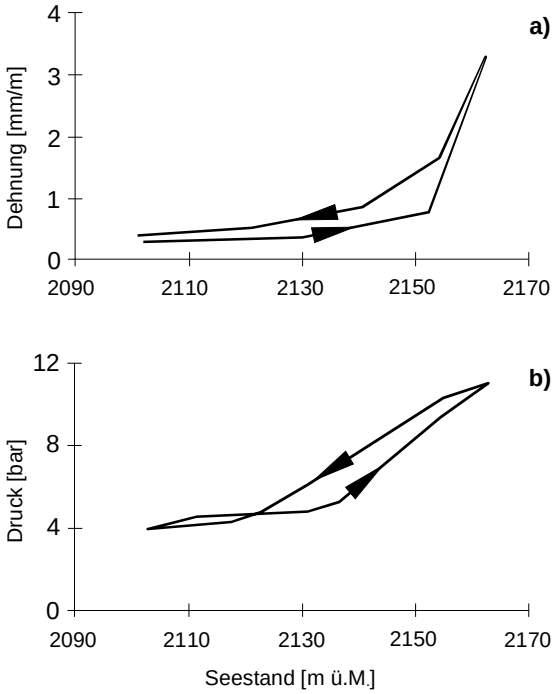


Abb. 11.8 1988/89 gemessene Werte für die Dehnung a) resp. den Wasserdruck b) in Funktion des Seestandes. Die Dehnung wurde an der Stelle abgelesen, wo die Kluftzone die Bohrlochachse schneidet (GM.1.46 in Abb. 11.4); beim Wasserdruck entspricht die Stelle jener von Abbildung 11.5 a).

11.3.3 Kopplung

Während die Piezodex-Ablesungen auf die Messung des Potentialfeldes zielten, sollten die gleichzeitig stattfindenden Gleitmikrometer-Ablesungen die aktiven Klüfte im Felsfundament überwachen. Um eine vermutete Korrelation zwischen den Druck- und Dehnungsmessungen zu bestätigen, wählte man für einzelne Messpunkte eine Darstellung der Beziehung zwischen Seespiegelhöhe und abgelesener Messgrösse. In Abbildung 11.8 a) ist die Dehnung der Messstrecke in 46 m Tiefe von Bohrung GM.1 (= GM.1.46; aktiver Riss) in

Funktion des Seestandes aufgetragen (Abb. 11.4). Es fällt auf, dass die Steigung der Kurve bei einer Seespiegelhöhe von 2130 m einen markanten Knick aufweist und die Dehnungen bei fallendem Wasserspiegel höher sind als bei steigendem. Eine Gegenüberstellung derselben Beziehung für den Wasserdruck in b) lässt erkennen, dass die Steigung der Kurve bei Seespiegelkoten über 2135 m ebenfalls deutlich ändert. Eine solch übermässige Erhöhung des Messwertes lässt sich nur durch eine abrupte Veränderung der Durchlässigkeit erklären, die einzig durch das Öffnen von Klüften möglich ist. Bei zyklischer Seespiegeländerung beschreiben die Messwerte ebenfalls eine Hysteresiskurve: Der bei einem bestimmten Seestand gemessene Druck ist beim Absenken deutlich höher als beim Aufstau.

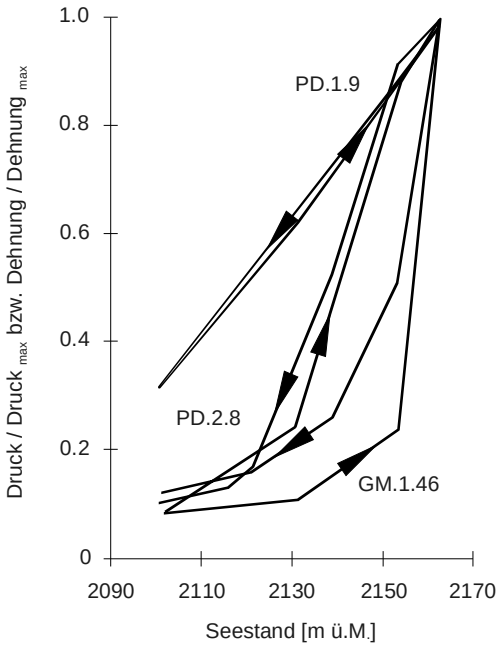


Abb. 11.9 Wechselwirkung zwischen der Kluftöffnung in GM.1 (46 m tief) und dem Wasserdruck an zwei Messstellen in dimensionsloser Darstellung [11.6].

In Abbildung 11.9 werden zum Vergleich für dieselbe Zeitperiode jene Abschnitte der Gleitmikrometerbohrung GM.1 und Piezodexbohrungen PD.1 resp. PD.2 dargestellt, die sich im Bereich der aktiven Kluftzone befinden (Abb. 11.4/7). Die Gerade für die Messstelle 9 in PD.1 (= PD.1.9) bestätigt, dass hier die Kluft permanent offen ist, da sie stets den hydrostatischen Wasserdruck entsprechend dem jeweiligen Seestand anzeigt. Die dimensionslosen Dehnungen bzw. Drücke der übrigen zwei Messstellen weisen folgende interessante Übereinstimmung auf: Bei einer Seespiegelhöhe von 2130 m ist ein markanter Knick festzustellen, wobei die gemessenen Dehnungen in GM.1 langsamer ansteigen als die Wasserdrücke bei PD.2.8. Bei Letzterer entspricht der gemessene Wasserstand ab einer Seekote von 2150 m ü.M. exakt dem Seestand. Zwischen Kluftöffnung und –wasserdruck besteht folglich eine Wechselwirkung [11.12].

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass die Kombination der mechanischen und hydraulischen Beobachtung eine eindeutige *Korrelation zwischen den Verformungen des Felsens und dem hydraulischen Potential* zeigt. Ab einem bestimmten Seestand war in zwei aktiven Klüften am seeseitigen Mauerfuss sowohl ein starkes Ansteigen der Dehnungen als auch eine markante Erhöhung der gemessenen Wasserdrücke zu verzeichnen. Eine Interpretation der Messdaten mit Hilfe von Finite Element Berechnungen wurde durchgeführt. Schon ein visueller Vergleich zwischen den berechneten und gemessenen Potentiallinien liess erkennen, dass die Aktivierung der zwei besagten Klüfte durch Seespiegelschwankungen die Durchlässigkeitsverhältnisse im gesamten Felsfundationsbereich massgeblich verändert.

11.4 Beschreibung des Untergrundes

Für die Erhebung gesicherter Erkenntnisse wurden in einem ersten Schritt alle vorhandenen Unterlagen bezüglich felsmechanisch-hydraulisch relevanter Eigenschaften ausgewertet. Angesichts der Aktenfülle wurden nur die wichtigsten sachdienlichen Dokumente in die Erfas-

sung des Gebirges miteinbezogen*. Erkannte Lücken im Kenntnisstand erforderten eine vertiefte Aufnahme der Felsoberfläche. Eine genaue Formulierung der Vorgehensweise war angesichts der Komplexität einer solch umfassenden Bestandesaufnahme zwingend notwendig.

Die angewandte Methodik gründet auf den felsmechanischen Eigenschaften der Trennflächen. Im Wissen um deren Bedeutung suchte man ihre Beschaffenheit durch Angabe der in Kapitel 3.1 erläuterten Aspekte zu beschreiben. Topographie, Flächengefüge und bisheriges Verhalten der Mauerblöcke legten die in Abbildung 11.10 skizzierte Gliederung mit einer Unterteilung in Luftseite, Gründungsfläche und Seeseite nahe. Danach wurde jeder Bereich hinsichtlich Topographie, Korn- und Flächengefüge sowie instabiler Felskörper untersucht.

Die Konkretisierung im Gelände erfolgte durch den Geologen. Zuerst wurden die Felsoberflächen in allen Fugenhohlräumen aufgenommen, das luftseitige Gelände und die Stollen begutachtet. Trennflächen mit ähnlichen Eigenschaften fasste man in Scharen†, Zonen mit ähnlichem Flächengefüge in 12 Homogenbereichen zusammen. Sämtliche Neuaufnahmen wurden in Kontext mit dem Ausführungsplan, ausgewerteten Fotografien der Bauzeit, alten Kluftaufnahmen sowie vorhandenen Aufzeichnungen gestellt. Zusätzlich prüfte der Geologe das Flächengefüge an den Talflanken und an der Sperrstelle auf Widersprüche und hielt die Resultate in einem separaten Bericht fest [11.13]. Durch Auswertung vorhandener Luftbildaufnahmen konnte eine neue topographische Karte erstellt und in ein bestehendes CAD-Modell eingeführt werden. In Letzterem sind alle geometrischen Angaben zur Felsoberfläche, zu den Mauerblöcken wie auch zu den dokumentierten Bohrungen gespeichert.

Im Bericht „Beschreibung des Untergrundes“ [11.3] wurden sämtliche im Hinblick auf die Fundation wichtigen Unterlagen zusammengefasst, geotechnisch aufgearbeitet und die felsmechanischen sowie felshydraulischen Beziehungen pro Bereich dargestellt. Damit ist ein rascher Zugriff auf die jeweiligen Informationsquellen jederzeit möglich.

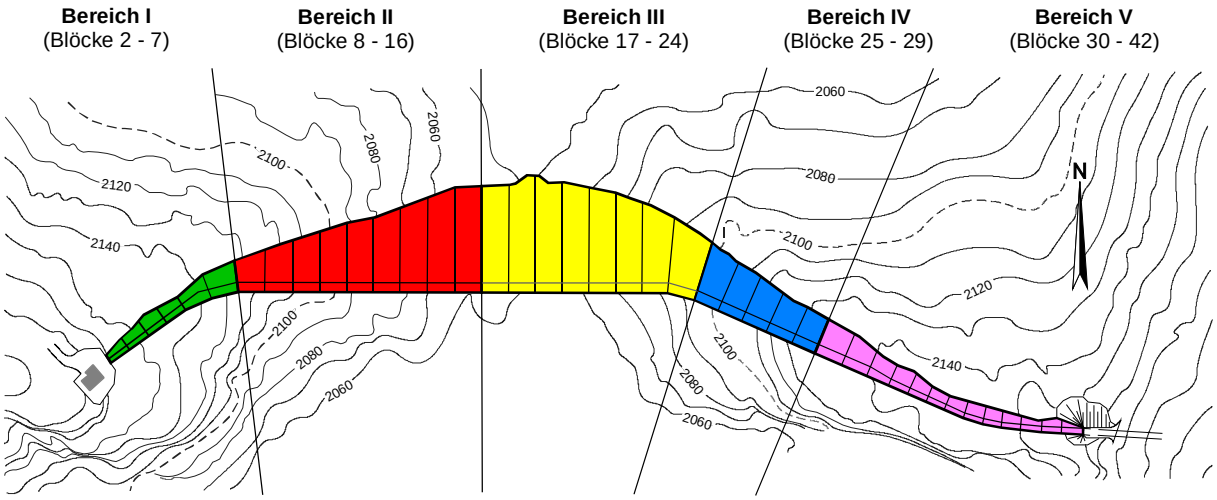


Abb. 11.10 Lage und Ausdehnung der einzelnen Bereiche mit Luftseite (oben) und Seeseite (unten).

* Dazu gehörten geologische und technische Berichte, statische Berechnungen, ausgewählte Aktennotizen/Protokolle, Pläne, Dokumente zu Bohrungen/Injektionen, Fotografien, Berichte über die Instrumentierung und ausgeführte Messungen, Veröffentlichungen sowie ergänzende Unterlagen vom Geologen und dem IGT.

† Eine Aufnahme jeder Trennfläche im Bereich der Sperrstelle wäre weder sinnvoll noch praktisch durchführbar. Es darf daher mit Recht angenommen werden, dass heute bei keiner Staumauer solch umfassende Informationen vorliegen.

11.4.1 Gestein

Der Felsuntergrund an der Sperrstelle Albigna gehört zur jungalpinen tertiären Intrusion des Bergeller Massivs. Sie durchschlug vor rund 30 Mio. Jahren die höheren penninischen Deckenelemente und bewirkte Ein- und Aufschmelzvorgänge mit kontaktmetamorpher Umwandlung des Nebengesteins. Sichtbar wurde der Eruptivkörper durch starke Hebung und Erosion. Zwei Arten magmatischer Gesteine kommen vor: Tiefen- und Ganggesteine. Bei den vorherrschenden Tiefengesteinen können drei Typen beobachtet werden: Vornehmlich der helle grobkörnige, untergeordnet der helle sowie der dunkle feinkörnige Granit resp. Granodiorit. Die in den Plutoniten eingebetteten Ganggesteine bestehen aus Aplit und Pegmatit.

Das Korngefüge der gesamten Matrix lässt erwarten, dass die Eigenschaften der Gesteine samt Kontaktflächen für das Verhalten der Felsfundation von untergeordneter Bedeutung sind. Weiter ist davon auszugehen, dass die Durchlässigkeit des Handstücks sehr viel geringer ist als jene der Trennflächen. Da in den Akten keine Hinweise auf Versuche an Gesteinsproben auffindbar waren, ist zu vermuten, dass auch keine solchen durchgeführt wurden.

11.4.2 Trennflächen

Die Eigenschaften der Trennflächen legten eine Aufteilung in fünf Arten nahe: Eine Störungszone, Hauptstörungen, Störungen, Klüfte und aktive Klüfte. Sie lassen sich zu den Systemen A, B, C, D und E (Abb. 11.11) mit ähnlicher Raumstellung zusammenfassen. Die räumlichen Beziehungen der verschiedenen Flächen untereinander sowie jene zum Bauwerk gehen schematisch aus Abbildung 11.12 hervor. Die Beschreibung des Flächengefüges gründet auf der in Abbildung 11.10 festgehaltenen Aufteilung der Sperrstelle, wobei die Bezeichnung Auskunft gibt über Art, System, Bereich sowie Laufnummer jeder Trennfläche*.

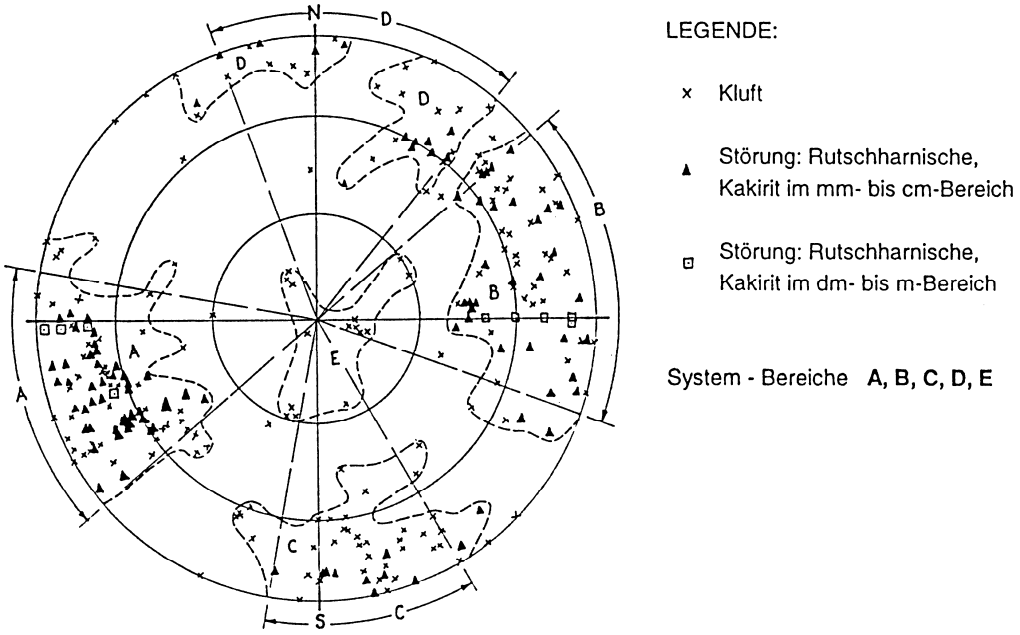


Abb. 11.11 Darstellung aller 1956 und 1996 im Bereich der Gründungsfläche, Luft- und Seeseite gemessenen Pole (flächentreue Projektion, untere Halbkugel) [11.13].

* SB (II-4) bedeutet beispielsweise „vierte, im Bereich II gelegene Störung des Trennflächensystems B“.

Die *Störungszone* verläuft in E-W Richtung ca. 150 m südlich der Mauer. Die bis 15 m breite Zone besteht aus Scharen senkrecht stehender Störungen mit Kakiritfüllung und nahezu parallelen Klüften, die oft nach unten absetzen und ihre Fortsetzung in seitlich versetzten Trennflächen finden. Einzelne liegen auch als offene Spalten vor, führen jedoch kein Wasser.

Als *Hauptstörungen* bezeichnet man markante Einzelstörungen: Sechs solcher Trennflächen der Systeme A und B sind in der Gründungsfläche erkennbar (fünf im Bereich II, eine in IV), zwei C-Hauptstörungen ziehen 100 m südlich der Staumauer durch die Felswand im linken Widerlager. Die dm dicke Füllung besteht v.a. aus Harnischbelägen, Kakirit und organischem Material.

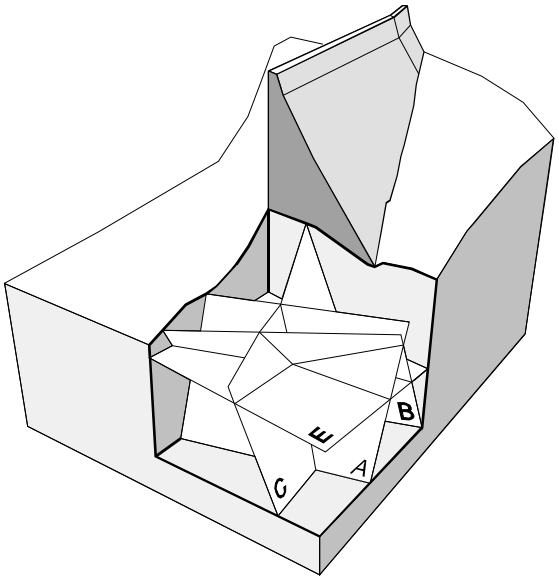


Abb. 11.12 Idealisierte Darstellung der Trennflächensysteme A, B (wie D), C, E in Bezug zur linken Widerlagerseite [11.2].

Die *Störungen* (Abb. 11.13) können aufgrund ihrer Raumstellung zweigeteilt werden: Die einen liegen ungefähr senkrecht (Systeme A, B, D), die andern parallel zur Mauerlängsachse (C). Die durch den ganzen Felsriegel verlaufenden A- und B-Störungen zeichnen sich zum Teil deutlich im Gelände ab. Sie weisen grossräumig eine gewisse Richtungskonstanz auf, wobei es sich nicht um glatte, ebene Trennflächen, sondern um kompliziert aufgebaute, sich z.T. auffiedernde, gewellte und verbogene Flächen handelt. Obschon oberflächennah offene Spalten zu beobachten sind, dürfte die Mehrzahl eine abdichtende Füllung haben. Die übrigen Störungen zeigen Kakirite und Rutschharnische im cm-Bereich.

Abb. 11.13 Abflussrinne mit Störung (links) [11.3].

Die *Klüfte* liegen als ebene, meist geschlossene, glatte Trennflächen vor mit einer Erstreckung im Meterbereich. Sie sind selten mit Ton oder Quarz gefüllt.

Bei den *aktiven Klüften* unterscheidet man den aktiven Riss und die Kluftzone: Bei den einen handelt es sich um die mit Folie abgedichteten, direkt am seeseitigen Mauerfuss gelegenen C-Klüfte, bei den anderen um die dunkle, stark zerbrochene Aufschmelzung mit kurzen, meist verbogenen C-Störungen. Beiden Typen gemein ist das Öffnen bei ansteigendem Seestand.

Obgleich keine speziellen Felskörperaufnahmen durchgeführt wurden, konnten im luftseitigen Gelände bestimmte Formen resp. ursprüngliche Kontaktflächen identifiziert werden. Einzelne Körper haben eine Grösse von dm^3 bis m^3.

Felsmechanische Labor- oder Feldversuche an Trennflächen sind keine dokumentiert. Nur in der Kontaktfuge zwischen Mauerbeton und Felsunterlage wurden einige Baustellen-Versuche zur Bestimmung der „Haftfestigkeit“ durchgeführt. Auch zur richtungsabhängigen Durchlässigkeit von Trennflächen resp. derjenigen ihrer Füllung existieren keinerlei Unterlagen. Einziger Hinweis sind Wasserabpressversuche, die starke lokale Unterschiede belegen.

11.5 Modell des Untergrundes

Im konkreten Fall der Staumauer Albigna gibt es keine Anhaltspunkte für ein früheres Modell des Untergrundes. Das neu entwickelte Modell basiert auf der Beschreibung des Untergrundes und fasst Bereiche mit vergleichbaren felsmechanisch-hydraulischen Eigenschaften in Abhängigkeit von Topographie und Sperrenkörper zusammen [11.4]. Eine Aufarbeitung dokumentierter Berechnungsmodelle für die Felsfundation – insbesondere die Prüfung der Evidenz darin getroffener Annahmen – ergab, dass zwischen den Idealisierungen der Berechnungsmodelle und dem vorliegenden Modell des Untergrundes wenig Übereinstimmung besteht. Die Begründung liegt im früher lückenhaften Kenntnisstand über die Beschaffenheit des Untergrundes.

11.5.1 Übersicht

Die räumliche Ausdehnung des Modells und seine Gliederung in sieben Teilmodelle ist der Abbildung 11.14 zu entnehmen. Im Süden erstreckt es sich bis in eine Distanz von 30 m ab seeseitigem Mauerfuss, im Westen und Osten bis 20 m ab Mauerende. Im Norden wurde eine Abstufung vorgenommen: Bei den Flügelmauern liegt die luftseitige Begrenzungslinie 45 m vom luftseitigen Fuss, zur Mauermitte hin beträgt die Distanz das Doppelte. 70 m unter dem jeweils tiefsten seeseitigen Fusspunkt endet jedes der mit griechischen Buchstaben bezeichneten Teilmodelle. Die Lage der sechs Grenzflächen (als lot- und waagrechte Ebenen gedacht) ist unterschiedlich begründet. Die Grenzfläche zwischen β und γ trennt z.B. zwei Abschnitte, in denen die meisten Hauptstörungen dokumentiert sind (β) resp. 1977 die luftseitigen Wasseraustritte auftraten (γ).

11.5.2 Annahmen

Das *Korngefüge* der kristallinen Matrix gliedert sich in drei Tiefen- und zwei Ganggesteine. Im neuen Modell berücksichtigte man nur zwei Tiefengesteine, da sich der helle, feinkörnige Granodiorit kaum anders verhalten wird als der vorherrschende grobkörnige. Die Ganggesteine wurden aufgrund der geringen räumlichen Ausdehnung und dem problemlosen Verhalten weggelassen. Im ganzen Sperrstellenbereich überwiegt somit der helle, grobkörnige Granodiorit, während der dunkle, feinkörnige in kleinen, klar abgegrenzten Zonen vorkommt.

Angesichts der am Massstab des Tragwerks mehrheitlich homogenen Struktur und richtungslosen Textur der zwei Tiefengesteine ist davon auszugehen, dass die Matrix ein isotropes mechanisch-hydraulisches Verhalten zeigen sowie hohe Festigkeitswerte, eine geringe Verformbarkeit und eine sehr geringe Durchlässigkeit aufweisen dürfte.

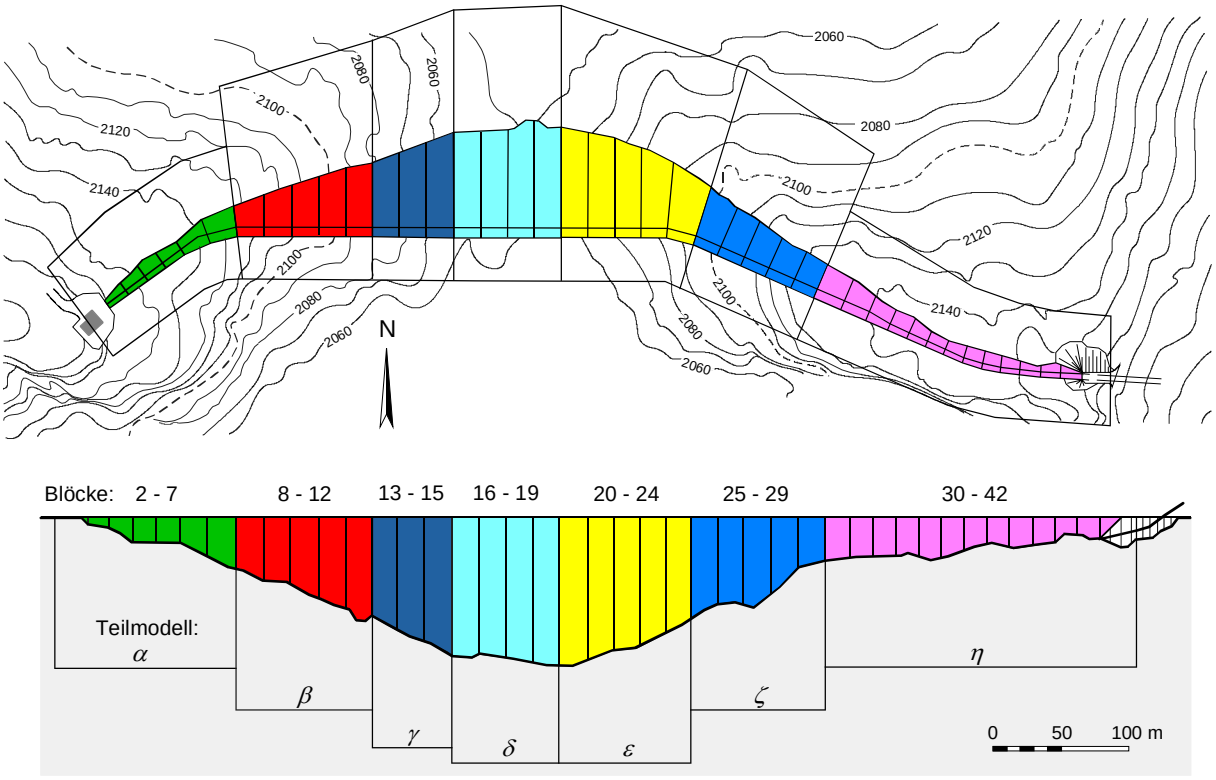


Abb. 11.14 Abgrenzung der sieben Teilmodelle des Untergrundes in der Situation und seeseitigen Ansicht.

Das *Flächengefüge* mit seiner Vielfalt an Trennflächen legte bei der Idealisierung eine Konzentration auf die wichtigsten nahe. So fanden z.B. die Störungszone (liegt zu weit weg) und die E-Klüfte (selten, zu geringe Erstreckung) keinen Eingang in das Modell. Die felsmechanisch-hydraulisch belangvollen Hauptstörungen, Störungen und aktiven Klüfte wurden separat miteinbezogen, während man die häufig vorkommenden Klüfte der Systeme A - D räumlich zusammenfasste und in zwei Kategorien unterteilte (wenige, viele).

Die Beschaffenheit der eingeführten Trennflächen lässt qualitativ folgendes Verhalten erwarten: Die Eigenschaften der den Felskörper auf grosse Distanz durchtrennenden Hauptstörungen und Störungen werden massgeblich von der cm bis dm mächtigen Füllung aus Kakirit bestimmt. Ihre Scherfestigkeit dürfte klein, die Durchlässigkeit sehr klein sein. Die kürzeren Klüfte sind rauh, wenig geöffnet und weisen keine relevante Füllung auf. Ihre Scherfestigkeit ist vermutlich gross, die Durchlässigkeit eines Einzelexemplars in der Regel klein. Lassen Anzahl, Abstand und Erstreckung die Bildung eines Netzwerkes zu, so ist von einer erheblichen Wasserwegigkeit auszugehen. Das gehäuftere Auftreten von Klüften in unmittelbarer Umgebung der Störungen kann lokal zu einer höheren Durchlässigkeit parallel zu letzteren führen. Die Scherfestigkeit der aktiven Klüfte ist generell gross; ebenso ihre Durchlässigkeit.

11.5.3 Teilmodelle

Die relevanten Merkmale pro Teilmodell wurden tabellarisch und graphisch festgehalten, der Gesamteindruck ausformuliert (Tab. 11.1; Abb. 11.15). Zur Unterscheidung hat man die Gesteinsarten mit eingekreisten Zahlen, die Trennflächenarten mit Signaturen gekennzeichnet, die sich an jene der Beschreibung anlehnen. Tiefgestellte griechische Buchstaben erlauben die

Identifikation gleicher Trennflächenarten in verschiedenen Teilmodellen. Welche Vorstellung dem Entwurf zugrunde lag, illustriert folgendes Beispiel des *Teilmodells β*:

„Das Korngefüge wird vom hellen, grobkörnig-porphyrischen, massigen Granodiorit bestimmt, in dem zwei dunkle, feinkörnige Einschaltungen bei der Seilbahnstation sowie am seeseitigen Mauerfuss vorkommen. Das Flächengefüge gliedert sich in 7 A-/B-/C-Hauptstörungen, 28 Störungen und wenige Klüfte aller vier Systeme sowie beide aktiven Kluftarten.

Der Fels dürfte infolge der erheblichen Durchtrennung je eine richtungsabhängige, deutlich kleinere Festigkeit und grössere Verformbarkeit als im Teilmodell α aufweisen. Trotz der leicht grösseren Klüftigkeit sollte die Wasserwegigkeit klein sein, da die vielen kakiritgefüllten Störungen das Kluftnetzwerk felshydraulisch unterteilen. Eine lokal grössere Wasserwegigkeit aufgrund der Klüftung ist v.a. im Bereich des seeseitigen Mauerfusses möglich.“

Tab. 11.1 Auszug der Zusammenstellung des Korn- und Flächengefüges im Teilmodell *β*. Beobachtungen sind in normaler, Annahmen in *kursiver* Schrift gedruckt (P: Lage, R: Raumstellung, E: Erstreckung, F: Festigkeit, V: Verformbarkeit, D: Durchlässigkeit).

Art	Geometrie	Beschaffenheit	Verhalten
Tiefengesteine: Heller, grobkörniger Granodiorit	P: *Überall ausser bei Einschaltungen*	Massig, porphyrisch	F: *Gross, isotrop* V: *Klein, isotrop* D: *Sehr klein, isotrop*
Dunkler, feinkörniger Granodiorit ❶ ❷	= Kluftzone = KZ_β P: 5 ± 1 m breit, *30 m lang* bei Seilbahnstation R: 338 *±10°* / 80 *±10°*	Gangförmige, biotit-hornblendereiche Einschaltung ohne auffällige Grenzfläche, die stark von B-, C-Klüften durchsetzt ist (Abstand: cm – m)	F: *Gross, isotrop* V: *Klein, isotrop* D: *Sehr klein, isotrop*
HSA (II-6):	P: Vgl. Situation R: 70 *±10°* / 65 *±10°* E: *Durchgehend*	Weiträumig gewellt, kleinräumig eben, glatt mit Rutschharnischbelägen, 10 ± 5 cm Kakirit, z.T. organisches Material	F: *Klein* D: *Sehr klein*
Störungen: SB (II-6):	P: Vgl. Situation R: 235 ± 10° / 60 ± 10° E: Bis HSBβ (II-3)	Weiträumig gewellt, kleinräumig eben, glatt mit Rutschharnischbelägen, 5 ± 4.9 cm Kakirit	F: *Klein* D: *Sehr klein*
Klüfte: KC	P: Überall wenige, v.a. in der Gründungsfläche R: 345 ± 30° / 70 ± 20° E: 10 ± 9 m	Eben, glatt, in dunklen feinkörnigen Granodioriteinschaltungen gehäuft; z.T. mit Rutschharnischbelägen	F: *Gross* D: *Klein*
Aktive Klüfte: AR	P: Bis 1 m ab seeseitigem Mauerfuss, ab HSBβ (II-3) R: 360 ± 10° / 60 ± 10° E: Durchgehend bis 70 m Tiefe	Eben, glatt, nach unten von C- zu C-Kluft springend	F: *Sehr klein* D: *Gross*
KZ	P: 3 ± 1 m breit, 14 m seeseits von Block 12 R: 360 ± 10° / 63 ± 10°	Gangförmige, biotit-hornblendereiche Einschaltung ohne auffällige Grenzfläche, die stark von B-, C-Klüften durchsetzt ist	F: *Sehr klein* D: *Gross*

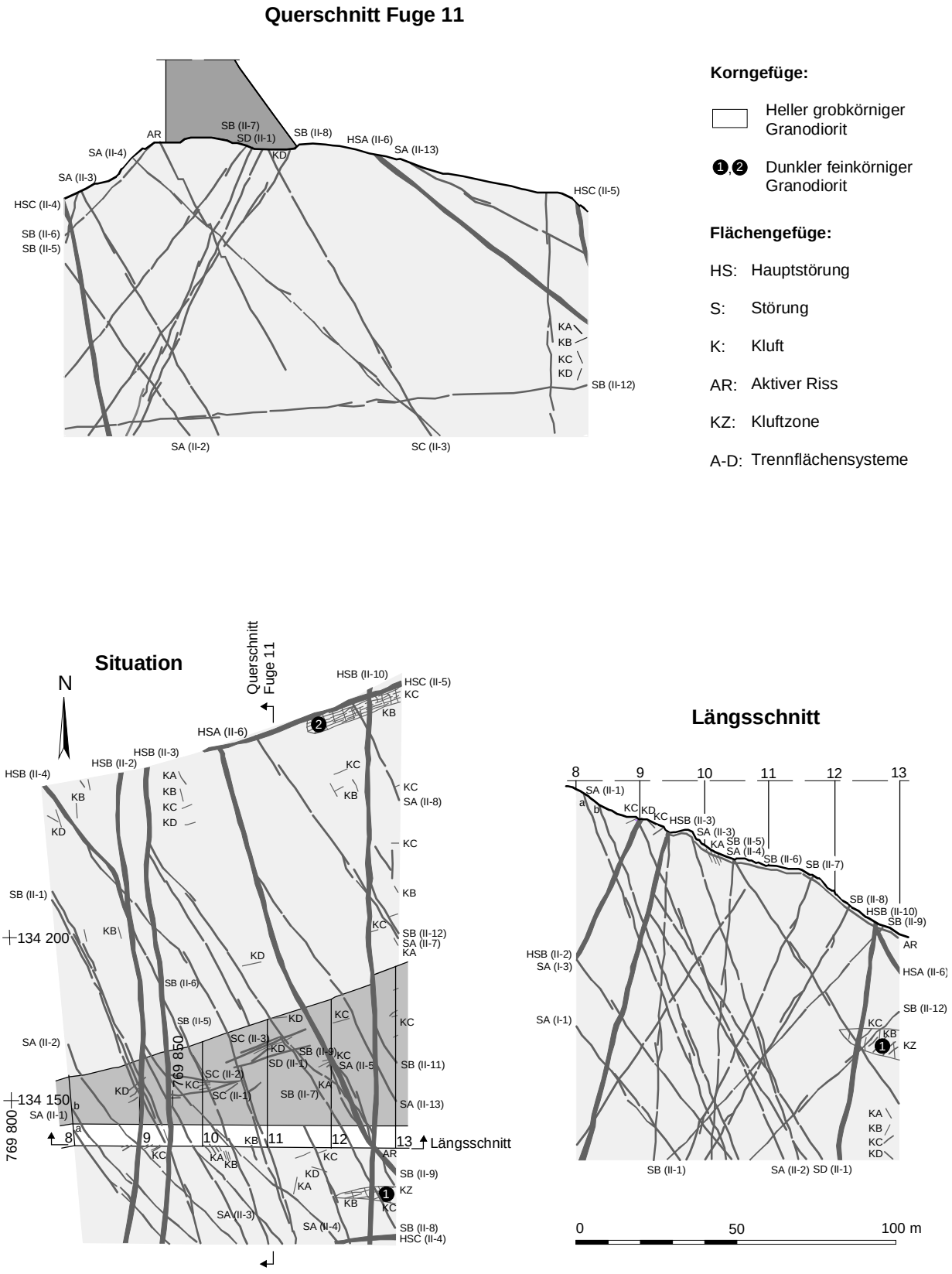


Abb. 11.15 Teilmodell β des Untergrundes. Die zeichnerische Darstellung der relevanten felsmechanisch-hydraulischen Eigenschaften stellt eine mögliche Gegebenheit dar ohne Anspruch auf vollständige Übereinstimmung mit der Wirklichkeit. SA (II-3) bedeutet beispielsweise „dritte, im Bereich II gelegene Störung des Trennflächensystems A“.

11.6 Schlussfolgerungen

Am Beispiel der Staumauer Albigna konnte durch umfangreiche Messungen mit hochpräzisen Instrumenten ein tiefer Einblick in die Sickerströmung im geklüfteten Fels gewonnen werden. Die langjährigen linienhaften Beobachtungen und numerischen Rückrechnungen belegen eindrücklich, welch eminent wichtige Rolle aktive Trennflächen bei der Durchströmung der Fundation spielen. Im Bereiche solcher entspricht der Wasserdruck an einzelnen, teils sehr tief gelegenen Stellen gar dem Seespiegelstand. Beide Messgeräte haben unter Beweis gestellt, dass sie jenes Mass an Information zu liefern vermögen, das für das Verständnis und die langfristige Überwachung eines Mechanismus notwendig ist.

Das neue Modell des Untergrundes stützt sich weitestgehend auf die systematische Bearbeitung sachdienlicher Dokumente, detaillierte geologische Erhebungen und Erkundungen in situ. Es beschränkt sich simplifizierend auf wenige, im Hinblick auf die Stabilität und Sickerströmungsverhältnisse wesentliche Gesteins- und Trennflächenarten. Sein Aufbau ist symmetrisch und gliedert sich in sieben Teilmodelle, deren Merkmale tabellarisch und graphisch festgehalten sind. Das im Nachhinein ungleich differenziertere Bild des Felsuntergrundes stellt für die spätere Untersuchung spezifischer Fragestellungen eine wertvolle Grundlage dar. Zudem erleichtert das eingeführte Begriffsgefüge die Aufnahme künftiger Beobachtungen und Erkenntnisse.

12 Felsböschung Bristenstrasse

Die Bristenstrasse zwischen Amsteg und St. Antoni (Abb. 12.1) wurde im Laufe der vergangenen Jahrzehnte wiederholt durch Felsstürze verschüttet. Nach dem letzten bedeutenden Abbruch im Januar 1995 und der Wiederherstellung der Strasse leitete der Kanton Uri eine umfassende felsmechanische Untersuchung ein, um die Sicherheit gegen instabile Felskörper nach eindeutigen Kriterien zu beurteilen und geeignete Massnahmen zu definieren.

Bei Felsböschungen mit solch grosser Ausdehnung treten naturgemäss vielfältige Phänomene auf, die den Überblick erschweren. Einer streng systematischen Vorgehensweise kommt deshalb eine hohe Bedeutung zu. Sie liefert wichtige Grundlagen zum Sicherungskonzept, noch bevor spezifische Fragestellungen einer rechnerischen Prüfung unterzogen werden. In der Tat stellen Berechnungen erst in einer späteren Projektphase ein nützliches Instrument dar für ein besseres Verständnis des Kräftespiels oder zur konstruktiven Durchbildung von Massnahmen.

Im Folgenden werden am Beispiel der Bristenstrasse wichtige Aspekte der neuen Methodik zur Beschaffung all jener Elemente erläutert, die als Grundlagedaten in Stabilitätsüberlegungen und -berechnungen einfliessen [12.1]. Weiter wird aufgezeigt, wie man mit Auto-Block eine konkrete Gefahr schrittweise analysieren, eingrenzen und konstruktiv lösen kann.

Abb. 12.1 Luftbild der südlichen Flanke des Maderanertales mit dem untersuchten Abschnitt der Bristenstrasse zwischen Amsteg (unten rechts) und St. Antoni (oben links).

12.1 Ausgangslage

Die Bergstrasse Amsteg-Bristen ist die einzige befahrbare Verbindung zwischen dem Reuss- und dem Maderanertal. Für ihre ununterbrochene Benützung sprechen zwei Gründe: Einerseits pendeln viele Bewohner des Maderanertals ins Reusstal, andererseits besuchen zahlreiche Touristen das reizvolle Seitental. Der Verkehr setzt sich hauptsächlich aus Privatautos, Lastwagen und mehrmals täglich zirkulierenden Postautos zusammen.

Abb. 12.2 Felssturz vom 19.01.1995 oberhalb der dritten Wendeplatte mit einem Volumen von rund 600 m^3 (Bild: Büro Dr. T. Schneider, Uerikon).

Der zwei Kilometer lange Strassenabschnitt zwischen Amsteg (526 m ü.M.) und St. Antoni (715 m ü.M.) weist eine Steigung von 9 % auf. Er folgt mit je vier Wendeplatten und Tunnels serpentinenförmig der untersten steilen Nordwestflanke des Bristens. Seit dem Bau der Bristenstrasse im Jahre 1910 beobachtet man ungefähr alle zehn Jahre das Niederstürzen einer grösseren Felsmasse. Sie verschüttet jeweils die Strasse an mehreren übereinander liegenden Stellen und bedingt deren Sperrung für einige Tage. Nach dem Ereignis vom 19.01.1995 (Abb. 12.2) war die Strasse zehn Tage lang unpassierbar und musste auch während der Ausführung der Räumungs- und Sicherungsarbeiten zeitweise gesperrt werden.

Die vorhandene Gefahr und wiederholte Sperrungen veranlassten 1997 das Tiefbauamt des Kantons Uri, eine gründliche *Untersuchung* in Auftrag zu geben. Hierbei sollten felsmechanische Grundlagen zur Einschätzung der Gefährdung bereitgestellt und notwendige Massnahmen erörtert werden [12.2][12.3]. Konkret war abzuklären, ob die Strasse mit wirtschaftlich vertretbarem Aufwand für mehrere Jahrzehnte gesichert werden könne oder ob konzeptuell grundlegend andersartige Lösungen in Betracht zu ziehen seien.

Angesichts der Länge des Strassenabschnittes und der Grösse des Untersuchungsgebietes wurde Wert auf ein streng methodisches Vorgehen gelegt (Abb. 12.3). Durch eine konsequente Trennung in „Fakten“ und „Annahmen“ sowie den aus der Analyse ableitbaren Massnahmen sollte die Kontrolle der in den Entscheidungsprozess eingeflossenen Informationen erleichtert werden.

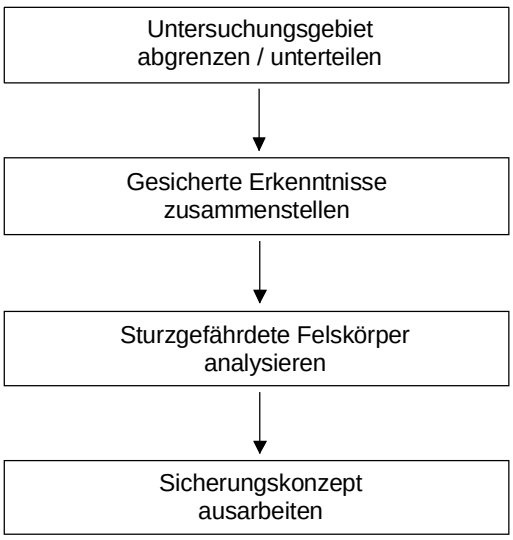


Abb. 12.3 Schrittweises Vorgehen (siehe Kap. 12.2 – 12.5) [12.4].

Als *„sturzgefährdet“* bezeichnen wir einen Körper, der schon bei einer geringfügigen Änderung der äusseren Kräfte oder Festigkeitswerte seine

Lage in einer Felswand *(„potentieller Bruchkörper“)* oder im lockergesteinsbedeckten Gelände ändern kann *(„labiler Block“)*. Der Begriff verknüpft dabei zweierlei Gesichtspunkte: Zum einen den summarischen Hinweis auf die Kinematik, zum andern die ganz konkrete Möglichkeit des Auftretens einer Bewegung.

12.2 Untersuchungsgebiet

Die zu untersuchende Felsböschung wurde in ihrer Entstehung hauptsächlich durch einen Nebengletscher des Reussgletschers geprägt. Nach dessen Rückzug setzte die Erosionstätigkeit des Chärstelenbachs ein, der die tiefste, in Nord-Nordwesten gelegene Grenzlinie des Untersuchungsgebietes bildet. Im Süden durch die Felswandoberkante, im Osten und Westen durch Wendeplatten begrenzt, erstreckt sich das Untersuchungsgebiet über rund 60‘000 m^2.

Zur Etappierung der Arbeiten wurde die in Abbildung 12.4 festgehaltene *Dreiteilung* vorgenommen: Teil 1 umfasst die bis 25 m hohe Felswand oberhalb des obersten Strassenabschnitts kurz vor St. Antoni, Teil 2 besteht aus dem Gelände zwischen den beiden obersten Strassenabschnitten (2a) sowie dem Bereich zwischen erster und dritter Wendeplatte (2b). Das restliche Gebiet gehört zu Teil 3.

Die in Abbildung 12.5 skizzierten Querprofile zeigen den Geländeverlauf. Der mittlere Böschungswinkel beträgt im Teil 2a rund 45°, im Teil 2b deutlich mehr. Die lokalen topographischen und geologischen Verhältnisse legten eine feinere Unterteilung entlang der Strasse nahe: Die Teile 1 und 2a gliederte man in je vier, den Teil 2b in drei 40 bis 100 m breite Abschnitte. Alle elf Abschnitte wurden 1997 – 1999 detailliert untersucht. Die Arbeiten im Teil 3 beendete man Mitte 2000. Zwei Jahre später wurde die Umgebung des vierten Tunnels (Teil 1) nach einem unerwartet grossen Aushub genauer überprüft.

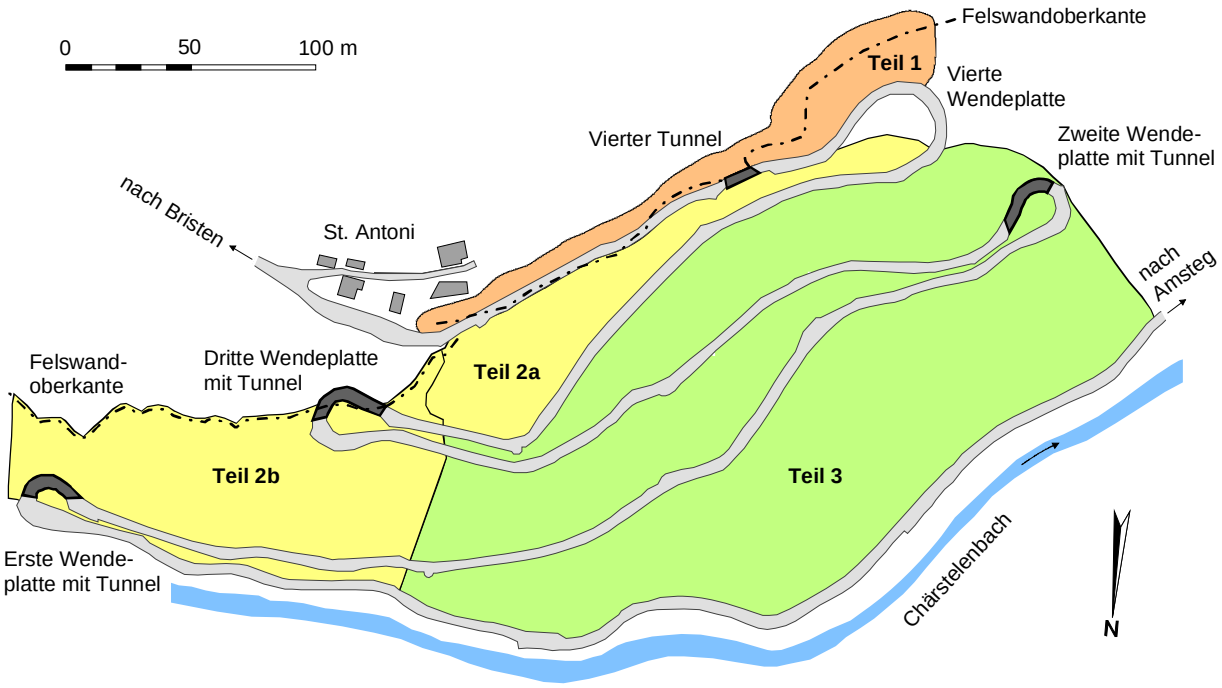


Abb. 12.4 Dreiteilung des Untersuchungsgebietes: Die Teile 1 und 2 wurden vom Autor, der Teil 3 von einem Ingenieurbüro untersucht.

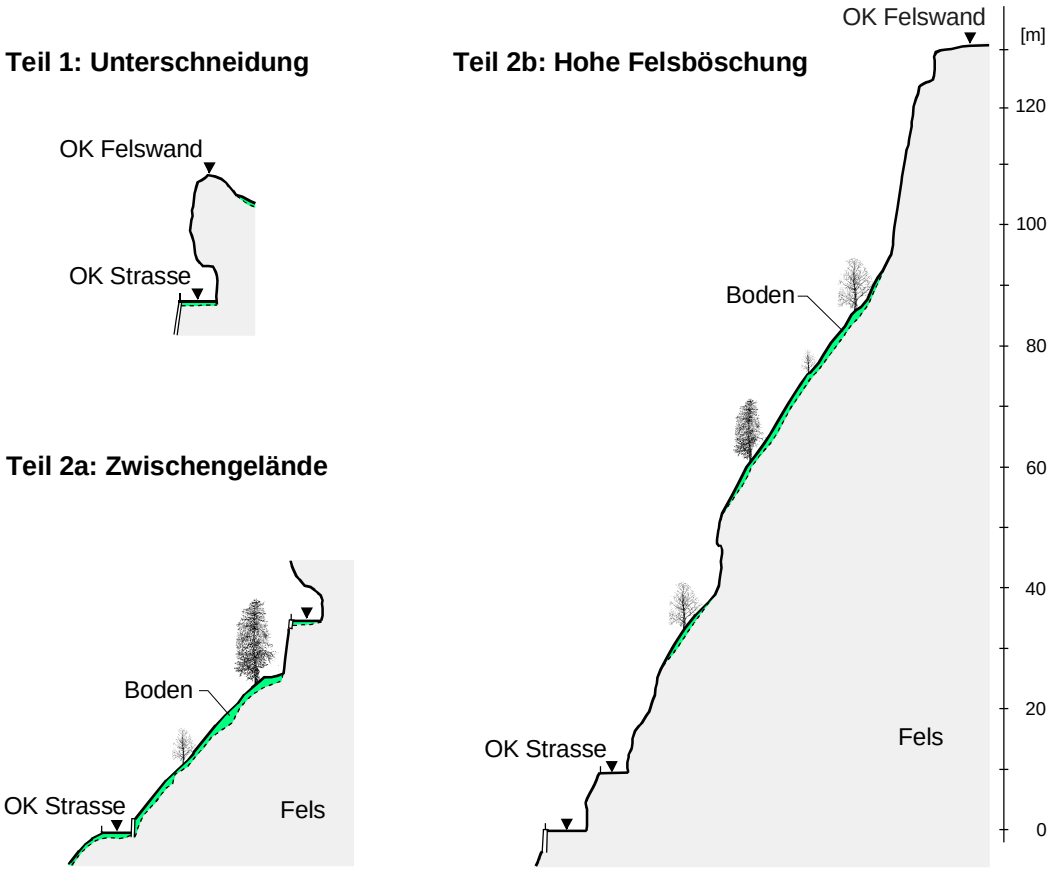


Abb. 12.5 Drei typische Querprofile, wie sie in den Teilgebieten 1, 2a und 2b auftreten (nicht überhöht).

Die *Ausdehnung* und schlechte *Zugänglichkeit* des Untersuchungsgebietes, die wegen des waldartigen Bewuchses eingeschränkte *Einsehbarkeit* und örtliche Bedeckung erschwerten oder verunmöglichten gar eine angemessene Erkundung (Abb. 12.6). Durch Begehung flacherer Bereiche, Aufnahmen an Aufschlüssen vor allem in unmittelbarer Umgebung der Strassenanschnitte und Beobachtungen von der Strasse, vom Gegenhang und vom Helikopter aus versuchte man dennoch, ein möglichst zutreffendes Bild der Felsoberfläche zu erhalten. Die gesammelten Erkenntnisse aus diesen grösstenteils erratisch verteilten Lokalitäten lieferten wertvolle Hinweise auf die Felsstruktur im unsichtbaren bzw. unzugänglichen Rest des Untersuchungsgebietes. Sie erlaubten wichtige Schlüsse, deren Folgerichtigkeit sowohl innerhalb jedes Abschnitts als auch über die Nachbarabschnitte überprüft wurde. Bereits zu einem frühen Zeitpunkt war ersichtlich, dass für die Planung differenzierter Massnahmen zwischen den Felsaufschlüssen und dem lockergesteinsbedeckten Zwischengelände zu unterscheiden war.

12.3 Gesicherte Erkenntnisse

In der zweiten Phase der Untersuchung ging es darum, alle bisherigen Erkenntnisse zusammenzutragen. Hierzu wurden sämtliche registrierten Ereignisse ausgewertet, die topopraphischen Verhältnisse sowie die Felsstruktur und Hydrogeologie aufgenommen, sturzgefährdete Felskörper identifiziert, lokalisiert und beschrieben sowie bestehende Sicherungsmassnahmen festgehalten. Die Informationen entstammten eigenen Feldaufnahmen, mehreren Begehungen mit den Geologen und der Auswertung bereits vorhandener Grundlagen.

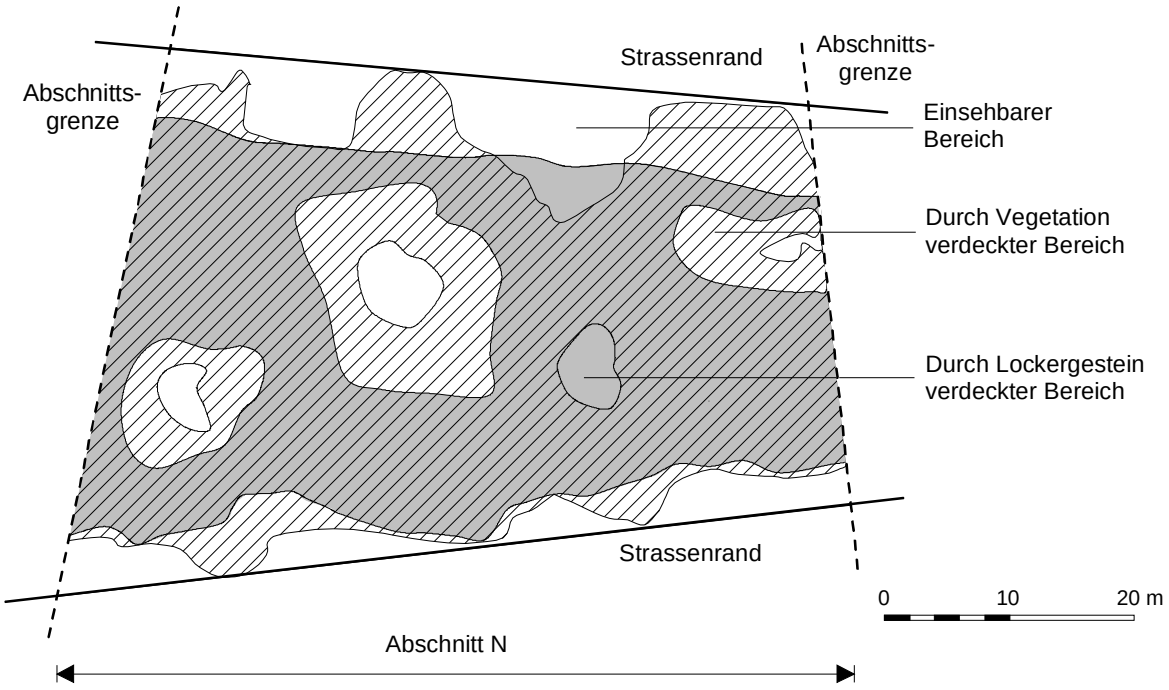


Abb. 12.6 Schematische Darstellung der einsehbaren und verdeckten Bereiche im Abschnitt N ober- und unterhalb der Bristenstrasse.

12.3.1 Registrierte Ereignisse

Eine vom Bauamt nachgeführte Dokumentation gibt Auskunft über Ort, Ausmass, Jahreszeit, Witterung und Schäden zurückliegender Ereignisse. Der im alpinen Raum übliche Steinschlag wurde im Einzelnen nicht protokolliert. Im Laufe des letzten Vierteljahrhunderts verzeichnete man in den Teilen 1 und 2 insgesamt 10 Felsabbrüche mit einem grössten Einzelereignis von 600 m^3. Als aufschlussreich erwies sich eine Begehung mit dem Strassenmeister, der zusätzliche Beobachtungen zu Steinfall und Eisbildung sowie ergänzende Informationen zu weit zurückliegenden Schadenfällen vermitteln konnte.

12.3.2 Topographie

Die Beschreibung der Topographie umfasst neben der Niveauliniendarstellung Erläuterungen zur unmittelbaren Umgebung jedes Teilgebietes und detailliertere Ausführungen zu den Einzelabschnitten. Mit einer solchen Vorgehensweise vom Grossen zum Kleinen wird gewährleistet, dass mit grösster Wahrscheinlichkeit relevante Informationen nicht übersehen werden. Hauptgegenstand der Darstellung bilden der generelle Verlauf der Geländeoberfläche (z.B. metrische Erfassung, Form, Steilheit, Einschnitte) und der Strasse sowie markante Stellen. Überdies werden neben der Beschaffenheit des Untergrundes (Fels-/Lockergesteins-/Vegetationsart mit räumlicher Ausdehnung) auch Wasseraustrittsstellen vermerkt.

Die beim Bau der Strasse (1910) ursprünglich kahle Felsoberfläche ist heute mehrheitlich von einer vermutlich dünnen Lockergesteins- und Humusschicht bedeckt, weshalb von einer flachgründigen Vegetation auszugehen ist. Grössere Wasseraustrittsstellen oder Bäche sind nicht bekannt. Einige kleine Quellen führen auch nach längeren Trockenperioden noch Wasser, andere springen nur bei starken Niederschlägen an.

12.3.3 Fels

Beim *Gestein* handelt es sich um einen Biotit-führenden Chlorit-Serizitgneis: Im unteren Bereich des Untersuchungsgebietes überwiegen die gebänderten, grobbankigen bis massigen Typen, gegen oben beobachtet man eine anteilmässige Zunahme der schiefrigen Ausbildungen. Die gesteinsbildenden Mineralien sind Feldspäte und Quarz. Untergeordnet und in variablen Anteilen sind auch Glimmer, Chlorit und Biotit vorhanden. Struktur und teils grobkörnig, teils feinkörnig-glimmerreiche Textur lassen erwarten, dass die Gesteinseigenschaften für die Stabilität der Felsböschung von untergeordneter Bedeutung sind [12.5][12.6][12.7].

Abb. 12.7 „Potentieller Bruchkörper“ ($V \approx 1$ m^3).

Trennflächen kommen in mannigfaltiger Ausprägung vor. Ihre Eigenschaften wurden entsprechend den in Kapitel 3.1.3 aufgelisteten Aspekten erfasst. Anschliessend gruppierte man alle bekannten Elemente des Flächengefüges in *fünf Kluftscharen*, *drei* genetisch unterschiedliche *Schieferungsarten* sowie diverse *Einzelstörungen* und *Scherflächen*. Insgesamt weisen die meisten Trennflächen einen variablen Streubereich der Raumstellung auf. Einige kommen nur in Einzelfällen vor, andere deuten auf eine Verkippung kleinerer Felspakete hin. Die ähnlichen Merkmale in unterschiedlichen Böschungsbereichen legen den Schluss nahe, dass auch in den verdeckten Bereichen die gleichen Trennflächen vorliegen. Die Eigenschaften jeder Art wurden abschnittsweise dokumentiert, wobei man Wasseraustritte aus dem Trennflächengefüge speziell vermerkte. Eine direkte, klar erkennbare Fortsetzung markanter Trennflächen in angrenzende Abschnitte konnte nicht festgestellt werden.

12.3.4 Sturzgefährdete Felskörper

Folgende zwei Arten instabiler Felskörper sind zu unterscheiden: *„Potentielle Bruchkörper“* (Abb. 12.7) und *„labile Blöcke“* (Abb. 12.8). Unter einem potentiellen Bruchkörper verstehen wir einen Felskörper in einem Aufschluss, an dessen Kontaktflächen zum anstehenden Fels die Beanspruchung die Grenze der Scherfestigkeit erreichen kann. Sind die an ihm angreifenden Kräfte nicht mehr im Gleichgewicht, so kommt es zu einer Ablösung. Demgegenüber ist ein labiler Block ein Felskörper, der seine ursprüngliche Lage bereits gewechselt hat. Sind die an ihm angreifenden Kräfte nicht mehr im Gleichgewicht, so gleitet oder kippt er talwärts.

Abb. 12.8 „Labile Blöcke“ ($V \sim 0.5$ bis 4 m^3).

Die Felskörper wurden nach folgenden Gesichtspunkten aufgenommen: Lage, Art, unmittelbare Umgebung, Form resp. begrenzende Trennflächen, Grösse, Eigenschaften, Versagensmechanismen und -risiko, Zugänglichkeit, mögliche Sicherungsmassnah-

men. Ein spezielles Augenmerk galt der Trennung zwischen direkt wahrnehmbaren und gefolgerten oder vermuteten Tatsachen. Anzeichen, dass die in den zumindest einsehbaren Bereichen nachweisbar vorhandenen Fakten nicht auf die unzugänglichen, verdeckten übertragen werden dürften, konnten nirgendwo gefunden werden.

12.3.5 Bestehende Sicherungsmassnahmen

Seit dem Bau der Bristenstrasse ordnete man im Untersuchungsgebiet, sei es an einzelnen Stellen entlang der Strasse, sei es in der Böschung dazwischen, wiederholt Arbeiten zur Abwendung erkannter Gefahren an. Sie lassen in ihrer Gesamtheit keinen systematischen Ansatz erkennen. So wurden zum Beispiel einzelne Bäume entfernt, die Felswände periodisch entlang vertikaler Linien gereinigt und örtlich Betonstützkörper, Stütz- und Trockenmauern, Spritzbetonschalen, Felsanker, Zäune gegen Steinschlag oder Eisfall und Drainagen erstellt. Alle diese Massnahmen wurden hinsichtlich Lage, Ausgestaltung und Beständigkeit zusammengestellt und auf einen möglichen Einbezug in das zukünftige Sicherungskonzept geprüft.

12.4 Felskörperanalyse

Sie umfasst Betrachtungen zur Kinematik sturzgefährdeter Felskörper sowie Aussagen zur Wahrscheinlichkeit, einen Schaden durch solche zu erleiden. Als Erstes sind rein geometrische Überlegungen zu deren Form und Grösse anzustellen ohne jeglichen Bezug auf aufgenommene Felskörper oder angreifende Kräfte. Bei der Prognose von Versagensmechanismen wird eine konsequente Trennung zwischen theoretisch begründbaren Möglichkeiten sowie Hinweisen zum direkt kaum beobachtbaren Verhalten angestrebt. Präzise Aussagen zum Risiko, das die Wahrscheinlichkeit eines Schadenfalls miteinschliesst, sind aus verschiedenen Gründen nicht möglich. Um dennoch die Eintretenswahrscheinlichkeit und das absehbare Schadensausmass grob einzuschätzen, wurden einige grundsätzliche Überlegungen angestellt.

12.4.1 Form und Grösse

Die *Form* eines potentiellen Bruchkörpers ergibt sich einerseits aus der Lage, Raumstellung, Form und Erstreckung der Trennflächen, andererseits aus der Form der Felsoberfläche. Um angesichts der Vielzahl von Trennflächen und der Variationsbreite ihrer Eigenschaften nicht den Überblick zu verlieren, sind vereinfachende Betrachtungen notwendig. So wird z.B. angenommen, jede Trennfläche einer Schar sei eben und weise eine mittlere scharspezifische Raumstellung sowie eine unbegrenzte Kontinuität auf (Abb. 12.9). Legt man durch den Mittelpunkt einer aus Fels bestehenden Einheitskugel eine Trennfläche pro Schar, so lassen sich durch systematisches Kombinieren alle denkbaren Bruchkörperformen finden [12.2]. Auf eine Untersuchung von Felskörpern mit mehr als vier Trennflächen wurde verzichtet, weil nirgendwo solch komplex aufgebaute beobachtet wurden. Kinematisch mögli-

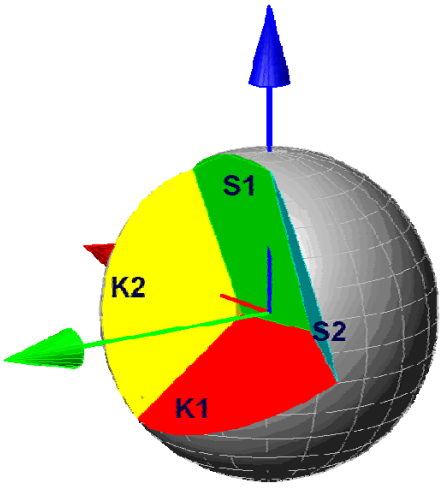


Abb. 12.9 Darstellung der wichtigsten Trennflächenscharen mit AutoBlock (Kugel = Fels, S1/2: Schieferungsarten 1/2, K1/2: Kluftscharen 1/2 [12.8].

che Bruchkörper fanden – getrennt in „nicht beobachtete“ und „beobachtete“ Formen – Eingang in eine Zusammenstellung pro Abschnitt.

Bezüglich der *Grösse* potentieller Bruchkörper wurde folgende Einteilung vorgenommen [12.9]: *Steinfall* ($V \leq 0.5$ m^3), *Blocksturz* ($0.5 \leq V \leq 10$ m^3), *Felssturz* ($10 \leq V \leq 10'000$ m^3), *Bergsturz* ($V > 10'000$ m^3). Üblicherweise wird vom Körpervolumen V vor dem Versagen ausgegangen, wobei die Bezeichnung das potentielle Ereignis versinnbildlicht. Das Volumen nach dem Niedersturz, das infolge der Beanspruchung vom ursprünglichen abweicht, ist von untergeordnetem Interesse. Den erwähnten Bruchkörperformen wurde je eine maximale Grösse zugewiesen.

Im Gegensatz zu den potentiellen Bruchkörpern, bei denen Trennflächen – sichtbar als Ausbisslinien – die Begrenzungsflächen bilden, kann die Form und Grösse labiler Blöcke nur anhand ihrer freiliegenden Oberfläche abgeschätzt werden. Blockteile unter Vegetation und Lockergestein entziehen sich der Beobachtung, was eine Formbezeichnung oder Volumenbestimmung verunmöglicht. Die Beschreibung der Form beschränkt sich daher auf anschauliche Begriffe wie kubisch, kugelförmig, plattig, während man die sichtbare und damit minimale Grösse entsprechend den oben erwähnten Kategorien abstuft.

12.4.2 Versagensmechanismen

Unter Berücksichtigung all dieser Umstände ergeben sich für die potentiellen Bruchkörper die ersten vier der in Tabelle 12.1 aufgeführten Versagensmechanismen. Bei den labilen Blöcken spielt zusätzlich die Untergrundbeschaffenheit und Ausgestaltung der Kontaktfläche eine wichtige Rolle: So sind Phänomene ähnlich einem Grundbruch denkbar, während Abblättern und Ablösen kaum vorkommen. Kombinationen verschiedener Mechanismen sind möglich. Bei der Analyse des Kräftespiels wurde vom *Ist-Zustand* ausgegangen. Zukünftigen Auslösern hat man gesonderte Aufmerksamkeit geschenkt. Auf eine bodenmechanische Stabilitätsanalyse wurde wegen fehlender Anzeichen verzichtet.

Tab. 12.1 Beobachtete oder denkbare Versagensmechanismen.

Mechanismus	Beschreibung
Abblättern:	Kleiner dünner Felskörper löst sich v.a. in leicht überhängenden Partien vom Untergrund
Ablösen:	Felskörper löst sich in überhängenden Partien nach Erreichen der Zugfestigkeit in der Kontaktfläche zum anstehenden Fels
Gleiten:	Felskörper verschiebt sich parallel zu einer Kontaktfläche oder zur Schnittlinie zweier Kontaktflächen
Kippen:	Felskörper rotiert um eine Kippachse
„Grundbruch“:	Scherfestigkeit im Lockergestein unter der Kontaktfläche lokal überschritten

12.4.3 Risiko

Im Hinblick auf eine denkbare schrittweise Umsetzung der geplanten Massnahmen besteht ein Bedürfnis, Aussagen zur Wahrscheinlichkeit des Eintretens und dem Ausmass des möglichen Schadens zu formulieren. Man will damit das Risiko, einen Schaden zu erleiden, quantifizieren. Den einfachsten Ansatz hierzu liefert das Produkt von Eintretenswahrscheinlichkeit und Schadensausmass [12.10].

Eine Durchsicht der registrierten Ereignisse ergab, dass eine quantitative Bestimmung der Wahrscheinlichkeit nicht möglich ist. Die Begründung liegt einerseits in der kurzen Beobachtungsspanne (seit 1972), andererseits wurden nur Ereignisse ab Blocksturz vermerkt, obschon Steinfall mit einer Wiederkehrperiode „wöchentlich“ bis „täglich“ auftritt und auch ein Schadenspotential enthält. Die Empfehlungen zur Dringlichkeit konstruktiver Massnahmen beruhen auf einer qualitativen Schätzung: Wenn in absehbarer Zeit mit einer Instabilität eines Felskörpers gerechnet werden muss, ist die Eintretenswahrscheinlichkeit hoch, im langfristigen Fall gering. Das Schadensausmass beinhaltet die Gesamtheit aller Kosten, die sich aus einem Ereignis ergeben. Je nach Ort der Instabilität, Ausmass, Gelände- und Strassenverlauf wird eine Sturzmasse die Strasse nicht, ein- oder mehrfach tangieren, so dass quantitative Voraussagen zur Höhe eines Personen- oder Sachschadens mit erheblichen Unsicherheiten behaftet sind. Im vorliegenden Fall kann somit das Schadensausmass nur qualitativ als klein oder gross angesprochen werden. Zudem müsste auch das Sperren der Strasse fiskalisch erfasst werden. Damit liegt der Schluss nahe, dass für jeden identifizierten sturzgefährdeten Felskörper – unabhängig des eingeschätzten Risikos – die Anordnung konstruktiver Massnahmen geprüft werden muss. Für die Festlegung ihrer Dringlichkeit sind zusätzlich übergeordnete Überlegungen anzustellen.

12.4.4 Berechnungen

Für das spätere Vorprojekt wurde 1998 nach bewährten Methoden ein rund 25 m^3 grosser potentieller Bruchkörper beispielhaft auf Gleiten untersucht [12.11]. Ziel der *Stabilitätsberechnung* war, den Einfluss verschiedener Annahmen auf seine Standsicherheit aufzuzeigen sowie die Ankerkraft für eine begründete Wahl von Parametern zu bestimmen. Das Ergebnis der Sensitivitätsanalyse stellte man in verschiedenen Diagrammen dar. Sie erlaubten dem projektierenden Ingenieur, die Bandbreite der Anzahl Anker rasch abzuschätzen. Um die Eignung von Steinschlagzäunen und Schutzgalerien überschlägig zu prüfen, wurden zusätzlich *Sturzenergieberechnungen* [nach 12.9] mit einfachen Annahmen für die Form und Grösse der Felskörper, die Geländeoberfläche, die Untergrundbeschaffenheit entlang der Sturzbahn usw. durchgeführt. Auf sie soll hier nicht näher eingegangen werden.

Bestimmung potentieller Bruchkörper in einer unterschnittenen Felswand

Die Fülle vorhandener Unterlagen legte einige Zeit später nahe, an der Bristenstrasse die neuartigen Fähigkeiten von AutoBlock in den Bereichen „Digital Terrain Model“ und „Kinematical Conditions“ auszuloten. Im speziellen wollte man prüfen, auf welche Weise die teils überhängende Felsoberfläche zu modellieren sei und inwieweit identifizierte Bruchkörper auf dem Bildschirm nachgebildet werden können.

Das digitale Geländemodell in Abbildung 12.10 umfasst die südwestliche Ecke des Untersuchungsgebiets, wo sich die Teile 1, 2a und 3 treffen. Es beinhaltet die vierte Wendeplatte, die benachbarten Strassenabschnitte sowie den vierten Tunnel. Die Aussenberandung setzt sich aus der horizontalen Grund- und den vier vertikalen Mantelflächen zusammen, die im Grundriss ein Rechteck aufspannen. Für die vertieften Betrachtungen konzentrierte man sich auf den rot markierten, in Abbildung 12.11 besser sichtbaren Abschnitt in Teil 1. In Abbildung 12.12 ist die überhängende Felsoberfläche deutlich erkennbar, deren Abbildung mit bisher erhältlichen Programmpaketen zur Konstruktion digitaler Geländemodelle ebenso wenig möglich war wie die Modellierung eines Tunnels.

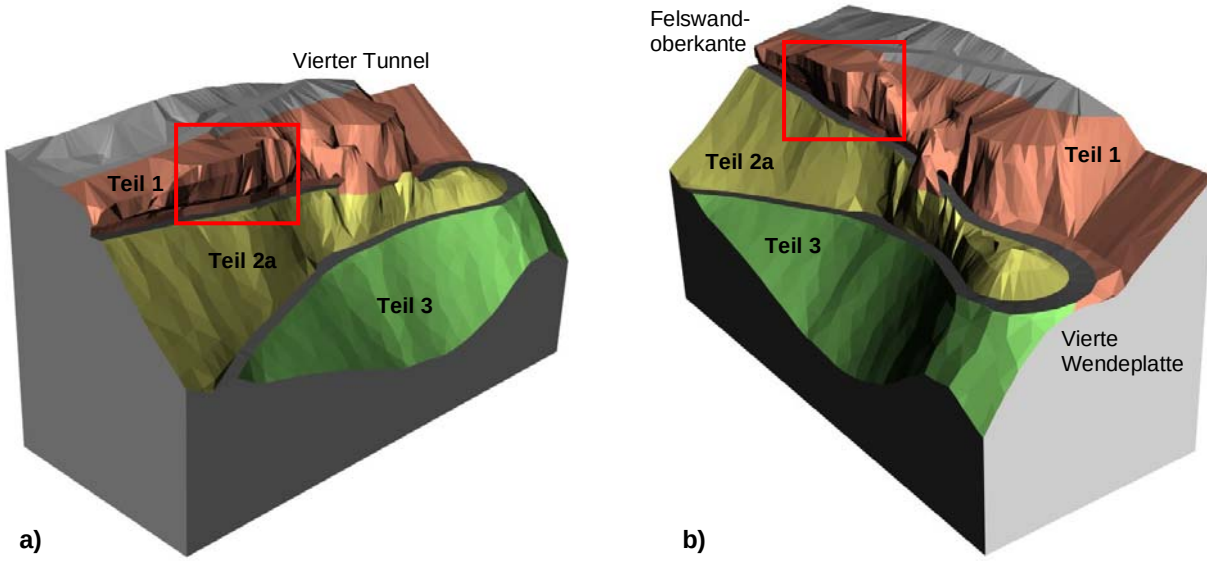
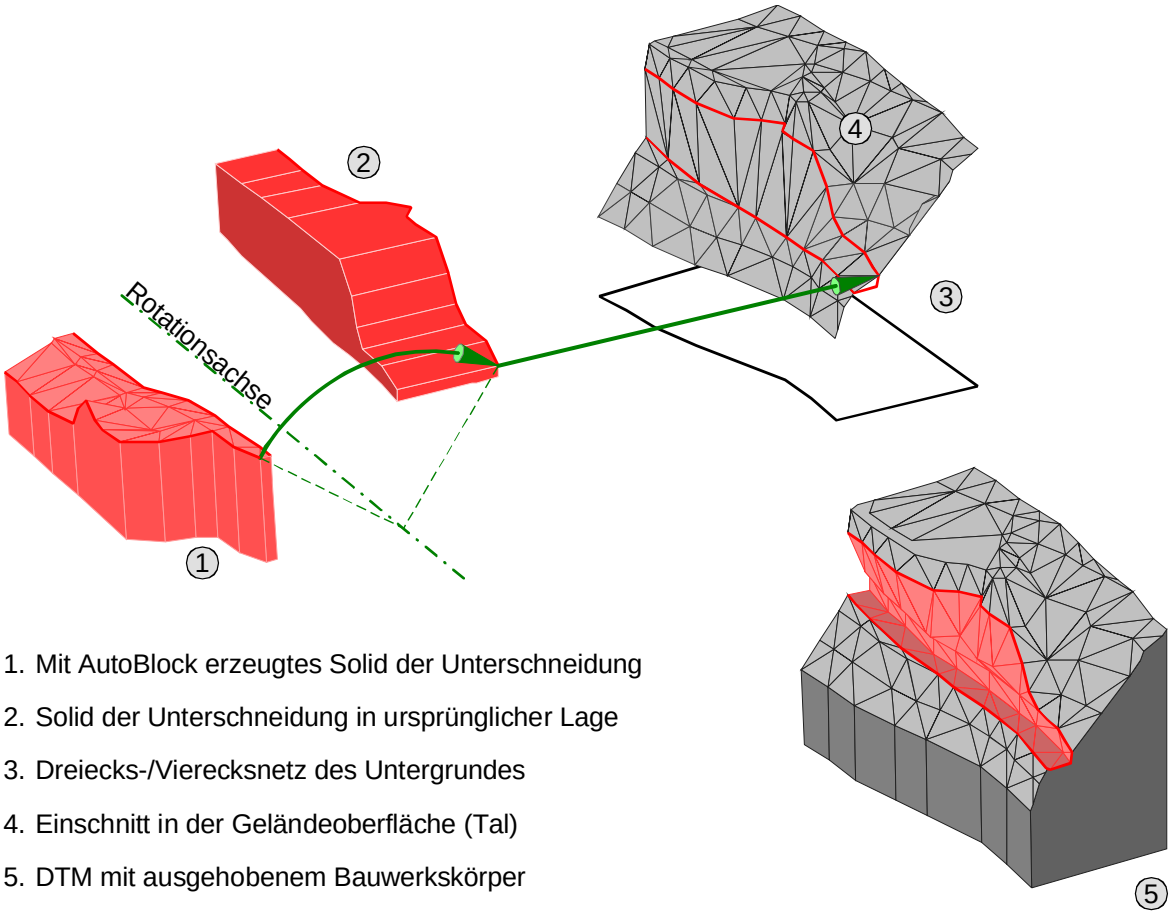


Abb. 12.10 AutoBlock-Modell eines Ausschnitts des dreigeteilten Untersuchungsgebietes mit Blick in Richtung S (a) und NE (b). Die farbliche Abgrenzung entspricht jener in Abbildung 12.4. Der hervorgehobene Ausschnitt im Teil 1 östlich des vierten Tunnels wird in den Abbildungen 12.11 bis 12.17 vertieft untersucht.

Abb. 12.11 Der in Abbildung 12.10 hervorgehobene Ausschnitt in der Realität (Blick in Richtung SE).

Abb. 12.12 Kanten und Fixpunkte (Kreise) im Teil 1, die im Dreiecksnetz für ein präziseres digitales Geländemodell zu berücksichtigen wären.

Als Ausgangsdaten dienten einerseits diskretisierte Höhenlinien mit 5 m Äquidistanz aus bestehenden Planunterlagen, andererseits ein grobmaschiges Geländemodell für das gesamte Untersuchungsgebiet. Es wurde als Arbeitsgrundlage erstellt, um geplante Sicherungsmassnahmen graphisch festzuhalten [12.12]. Eine separate Ansicht brachte den überhängenden Teil zur Darstellung, indem man die Isolinien der Oberflächenpunkte mit gleichem Horizontalabstand von einer Vertikalebene aufzeichnete. Erwartungsgemäss konnten damit weder der leicht abfallende Bereich bei den Gärten hinter der Felswandoberkante (Abb. 12.11) abgebildet werden noch war eine Überlagerung beider Netze in einem einzigen Geländemodell machbar.



1. Mit AutoBlock erzeugtes Solid der Unterschneidung
2. Solid der Unterschneidung in ursprünglicher Lage
3. Dreiecks-/Viereckesnetz des Untergrundes
4. Einschnitt in der Geländeoberfläche (Tal)
5. DTM mit ausgehobenem Bauwerkskörper

Abb. 12.13 Schematische Darstellung des Vorgehens bei der Konstruktion des digitalen Geländemodells. Die überhängenden Bereiche gehen auf den Aushub vorgegebener „Bauwerkskörper“ zurück.

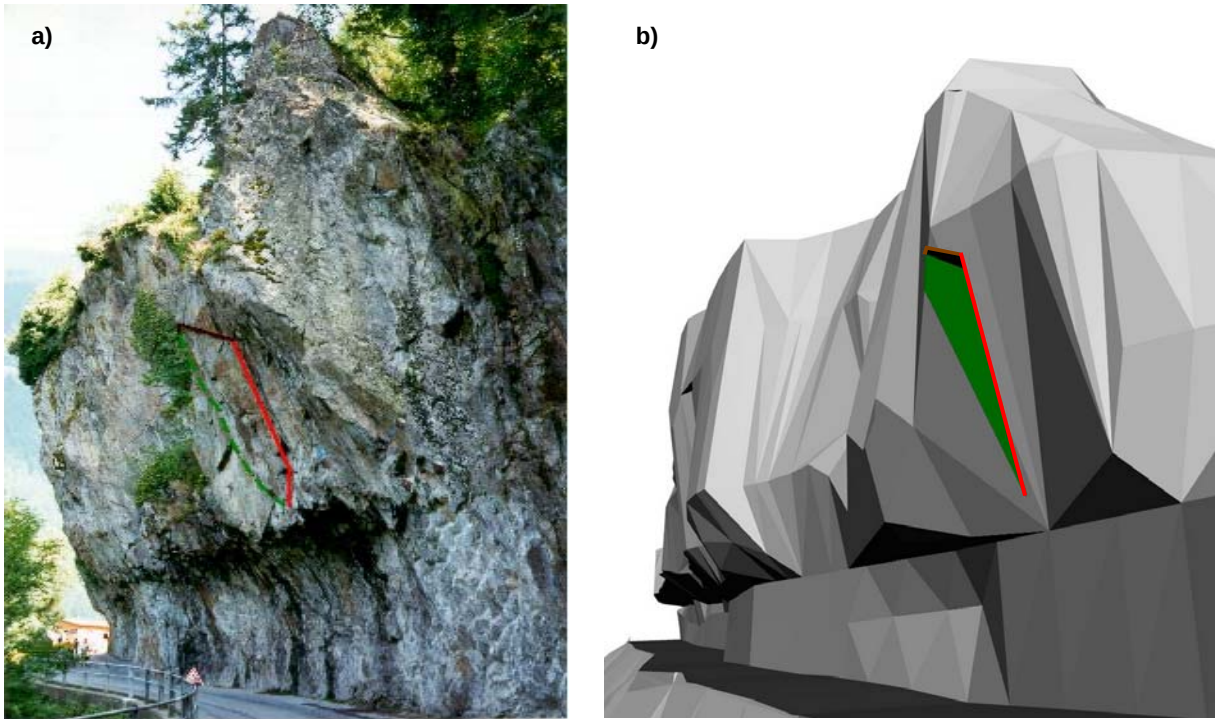


Abb. 12.14 Realität und Modell des in Abbildung 12.10 markierten Ausschnitts in der Gegenüberstellung zur Kontrolle der Detailtreue. Der in a) eingezeichnete potentielle Bruchkörper entspricht jenem von Abbildung 12.7. In b) erkennt man seine berechneten Begrenzungsflächen. Die Tetraederform ergibt sich aus dem Verschnitt je einer grünen, roten und braunen Trennfläche.

Für Abhilfe sorgte die Konstruktion eines Volumenmodells. Zu diesem Zweck berechnete man ein Oberflächennetz mit Hilfe des AutoCAD Land Development Desktop und bearbeitete es lokal von Hand. Danach wurde die in Abbildung 12.13 rot markierte Schnittlinie zwischen diesem Netz und jenem der Ansicht bestimmt. Das Dreiecksnetz der Ansicht klappte man in eine Horizontalebene, führte die Schnittlinie als Begrenzungslinie ein und konstruierte mit AutoBlock ein Volumenmodell der Unterschneidung. Dieses sollte in seiner ursprünglichen Lage als *Negativ* zur überhängenden Felsoberfläche dienen. Auch der Tunnel wurde mit dem Solid Modeler als auszuhebender *Bauwerkskörper* modelliert. AutoBlock extrudierte darauf das Oberflächennetz, konstruierte das zugehörige Volumenmodell und entfernte mit Hilfe Bool'scher Operatoren die Volumenmodelle von Tunnel und Negativ. Übrig blieb ein digitales Geländemodell mit Einschnitten, einer Unterschneidung und einem unterirdischen Hohlraum. Der Grad der Übereinstimmung lässt sich Abbildung 12.14 entnehmen: Im Vergleich zur Realität erscheint das Modell holzschnittartig und weicht lokal von den Verhältnissen vor Ort ab. Die Genauigkeit genügt jedoch, um potentielle Bruchkörper von mehreren Kubikmetern Volumen zu untersuchen. Das Resultat vermag angesichts der Güte der Ausgangsdaten nicht zu erstaunen. Es lässt sich durch das Einführen von *Bruchlinien* steigern, die bei der Datenberechnung eine Generierung der Netzdreiecke entlang definierter Kanten erzwingen (Abb. 12.13). Verbessert man die Datenerfassung weiter (z.B. mittels Laserscanner), so ist bei der Wiedergabetreue eine Qualitätssteigerung zum Preis einer höheren Datenmenge zu erzielen[*].

[*] Die Konstruktion eines feinmaschigen Netzes aus rund 2000 Dreiecken führte zu einem DTM-File von 45 MB, das kaum mehr zu bearbeiten war. In der Folge wurde von Hand ein grobes Netz aus ca. 300 Dreiecken erzeugt, die man über einige wenige Querprofile aufspannte (File: 2 MB). Die Berechnung des gleichen Bruchkörpers in beiden Modellen ergab

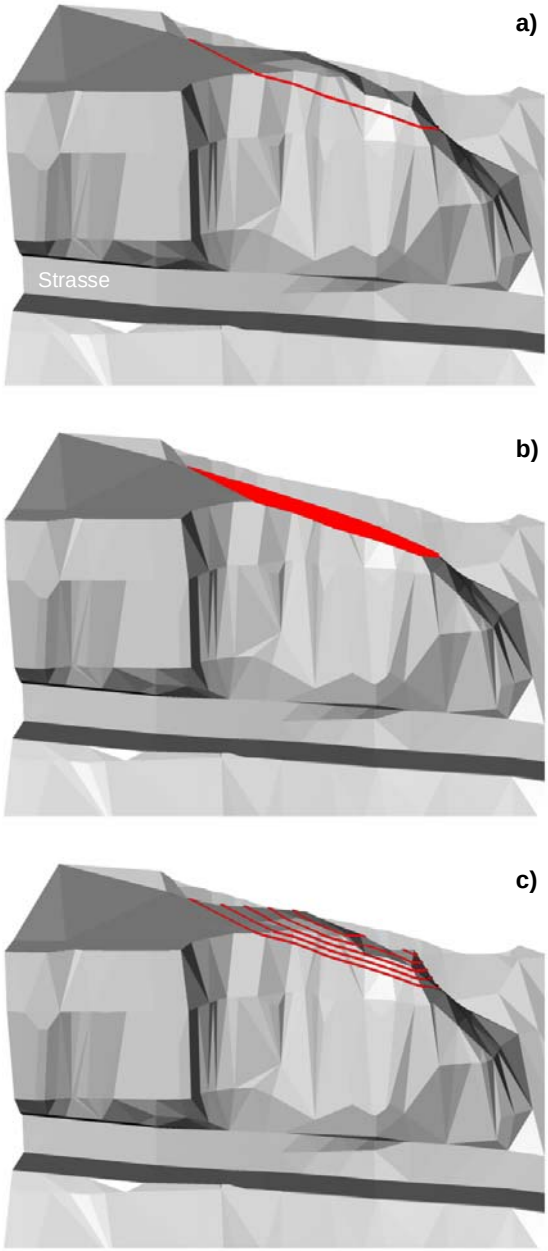


Abb. 12.15 Modellierung potentieller Bruchkörper im digitalen Geländemodell:
a) Einführung einer einzelnen (roten) Schnitt- resp. Trennflächenebene
b) Begrenzungsfläche nach Entfernen des berechneten Bruchkörpers
c) Einführung mehrerer Trennflächen mit 0.5 m Abstand.

Wie potentielle Bruchkörper in einem digitalen Geländemodell bestimmt werden, ist in Abbildung 12.15 festgehalten. Hier wurde zunächst die *Form* eines Körpers definiert, indem man die Lage einer charakteristischen Trennfläche anhand eines Referenzpunktes und der Raumstellung (199°/20°) festlegte*. Die *Grösse* unterlag keinerlei Einschränkungen. Die Berechnung ergab einen potentiellen Bruchkörper mit einem Volumen von 175 m^3 und einer Kontaktfläche von 158 m^2. Um im gleichen Gebiet andere Exemplare derselben Form, aber unterschiedlicher Lage resp. Grösse zu überprüfen, variierte man die Lage der Trennflächen. Jede Schnittfläche legte einen separaten Bruchkörper fest, die höchstgelegene sogar deren zwei. Damit liegt der Schluss nahe, dass AutoBlock aufgrund der Annahme unendlich ausgedehnter Trennflächen eine Vielzahl weiterer Bruchkörper im digitalen Geländemodell finden kann, die unter Umständen einer zielgerichteten Untersuchung im Wege stehen. Aus diesem Grund bietet das Programm die Option, ausgesuchte potentielle Bruchkörper für den weiteren Berechnungsgang zuzulassen bzw. die andern davon auszuschliessen.

Die unterschnittene Felsoberfläche in Abbildung 12.11 (siehe auch Hintergrund von Abb. 12.14) weist eine konvexe Plan- resp. leicht konvexe Profilkurvatur auf. Eine solche Geländeform bietet sich an, um keilförmige Bruchkörper mit einer steilstehenden Schnittlinie der Kontaktflächen zu bestimmen. Die Resultate eines Berechnungsgangs sind in Abbildung 12.16 dargestellt: Es handelt sich um Ausbisslinien von 25 potentiellen Bruchkörpern mit einem jeweiligen Volumen unter 20 m^3, welche die in der Legende vorgegebenen kinematischen Bedingungen erfüllen. Grenzt man zusätzlich die Ausbisslängen (z.B. auf 10.5 m pro

geringfügige Unterschiede im Volumen (3 %), in der Felsoberfläche (13 %) und in der Begrenzungsfläche (3 - 6 % je nach Teilfläche). Die Sicherheitsfaktoren waren bei identischen Annahmen bei beiden Geländemodellen gleich.

* Das Plazieren eines Referenzpunktes im digitalen Geländemodell bietet Schwierigkeiten und erfolgt in der Regel über Koordinaten. Bei der Beschreibung sollte deshalb die Lage wichtiger Trennflächen im Gelände eingemessen werden.

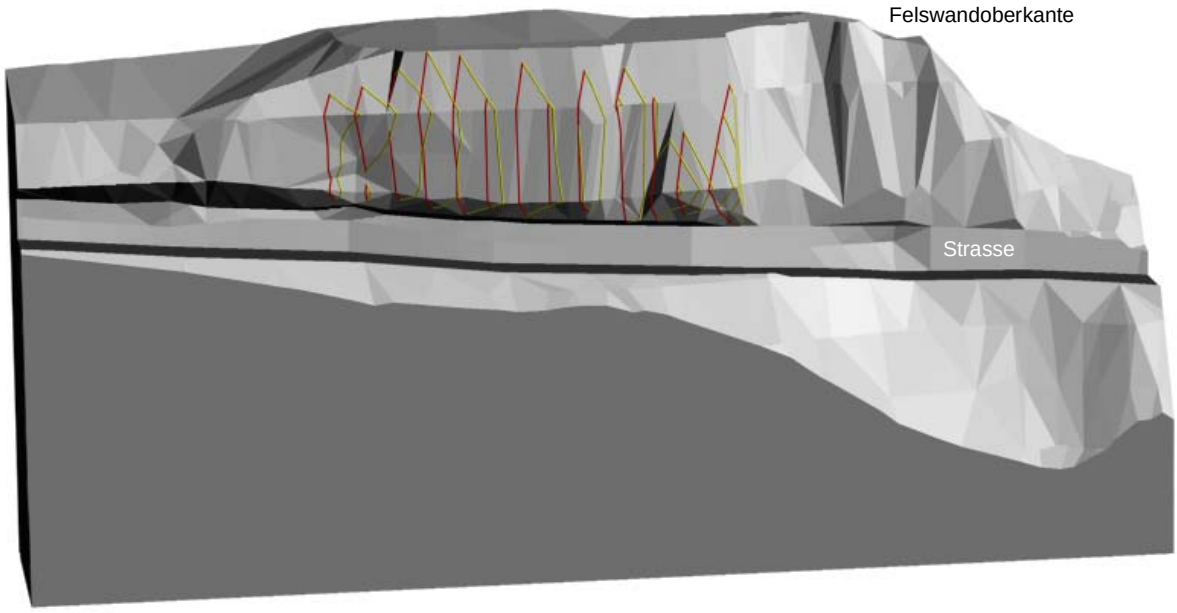


Abb. 12.16 Ausbisslinien von berechneten potentiellen Bruchkörpern mit einem jeweiligen Volumen von unter 20 m^3 (Blick ca. in Richtung SE). Der Abstand der roten Trennflächenschar beträgt 1 m, derjenige der gelben 0.5 m.

Schar) und das maximale Volumen (0.3 – 5 m^3) ein, so reduziert sich die Anzahl Bruchkörper auf einen Viertel.

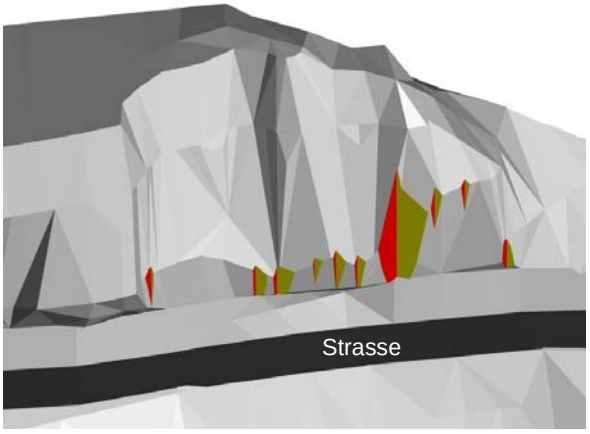


Abb. 12.17 Die berechneten Kontaktflächen lassen bereits visuell erste Rückschlüsse zu: Von den abgebildeten keilförmigen potentiellen Bruchkörpern weisen neun ein Volumen von 0.04 bis 0.3 m^3, einer von 7.4 m^3 auf.

Neben der äussersten rechten Ausbisslinie von Abbildung 12.16 wird die Profilkurvatur der Felsoberfläche unregelmässiger, die Plankurvatur gewellter. Die hier in einem nächsten Berechnungsgang gefundenen Bruchkörper (Abb. 12.17) sind bis auf einen sehr klein ($V \leq 0.3$ m^3). Für die gewählten Parameter ist somit ein Blocksturz nur an einer Stelle, Steinfall hingegen überall möglich. Dies entspricht zwar der Einschätzung vor Ort, ist aber mit der gebotenen Vorsicht zu betrachten, hängen doch Berechnungen von solch kleinen Bruchkörpern massgeblich von der Güte des digitalen Geländemodells ab. Mit anderen Worten: Obschon das Programm exakt rechnet, muss das Resultat keinesfalls den tatsächlichen Gegebenheiten entsprechen. Trotz dieser Einschränkung sind die modellmässige Abbildung in-situ identifizierter Bruchkörper und das Suchen nach weiteren mit der gleichen Form hilfreich für ein besseres Verständnis der anstehenden Verhältnisse.

Untersuchung potentieller Bruchkörper in einem Bereich mit Wasseraustritten

Das „Isenchäli“ ist eine mit Lockergestein gefüllte Rinne oberhalb der vierten Wendeplatte. Im Jahre 2001 veranlasste die Bauherrschaft deren Aushub, um die Felsoberfläche abdichten und dadurch die Wasseraustritte entlang der Strasse reduzieren zu können (Abb. 12.18). Nach einem unerwartet umfangreichen Aushub von rund 2’500 m^3 Lockermaterial wurde eine felsmechanische Überprüfung der freigelegten Böschungen in Auftrag gegeben [12.13]. Mit den neu gewonnenen Informationen über das Flächengefüge im Bereich SPORN waren nun insbesondere die – früher als wenig wahrscheinlich betrachteten – potentiell instabilen Felskörper mit einem Volumen von mehreren hundert Kubikmetern in Betracht zu ziehen.

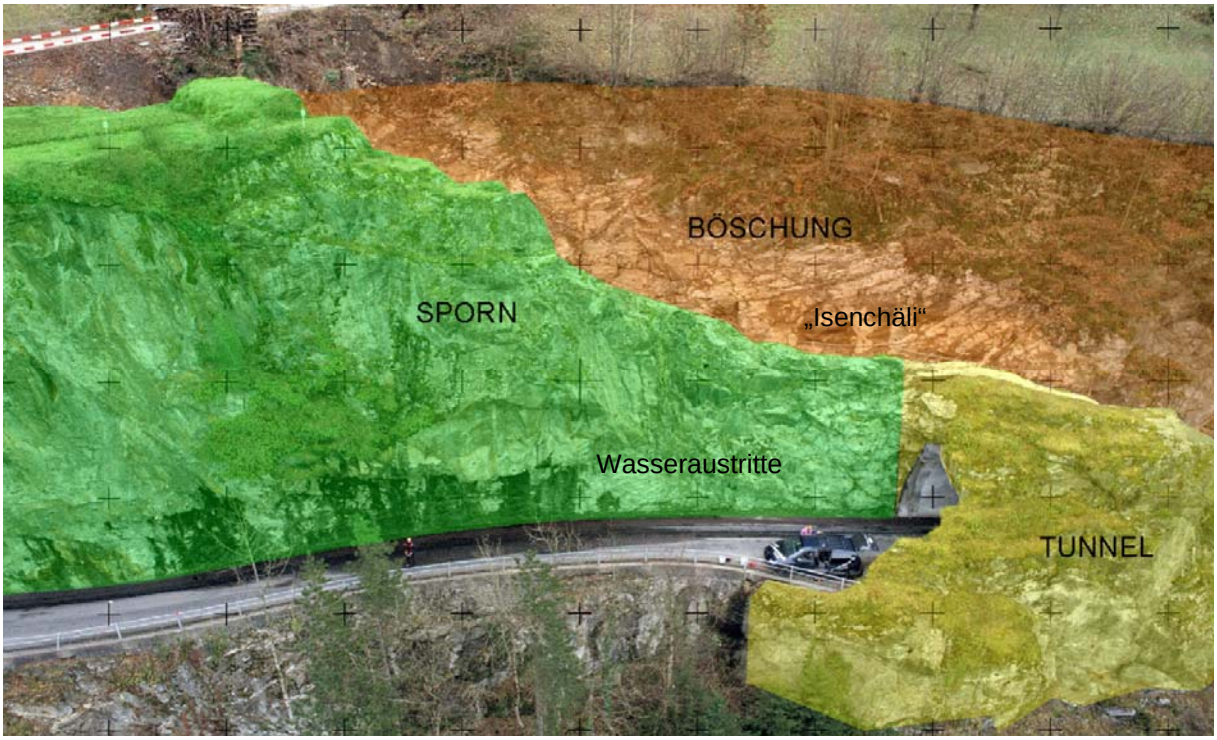


Abb. 12.18 Dreiteilung des Gebietes in die Bereiche SPORN, BÖSCHUNG und TUNNEL (Blick aus dem Modellhelikopter ca. in Richtung S). Eine Ansicht des unterschnittenen SPORN’s vom Tunnel aus kann Abbildung 12.14 entnommen werden (Bild: Fuchser Messtechnik AG, Bern).

Die schwer einsehbare, komplizierte Topografie liess eine manuelle Bestimmung potentieller Bruchkörper als aufwendig erscheinen. Zudem bestand die Gefahr, dass massgebende Körper gar nicht erkannt würden. Erfreulicherweise hatte das mittlerweile neu entwickelte Programm AutoBlock einen Stand erreicht, der einen ersten praktischen Einsatz zuliess.

Die Daten der *Geländeoberfläche* wurden von der Fuchser Messtechnik AG, Bern in Form von mehreren Dreiecksnetzen (separate Netze für überhängende Bereiche), Punktdaten sowie Plänen zur Verfügung gestellt [12.14]. Die gelieferten Dreiecksnetze konnten jedoch aus AutoBlock-spezifischen Gründen sowie wegen der gewählten Bereichsaufteilung nicht importiert werden. Es drängte sich daher eine Neuerstellung des Oberflächennetzes anhand der Punktdaten auf. Eine aufwendige Nachbearbeitung von Fehlstellen in den neu generierten Netzen war dabei unumgänglich. Das mit AutoBlock generierte Geländemodell mit mehreren überhängenden Bereichen ist aus Abbildung 12.19 a) ersichtlich. Die entsprechend dem ho-

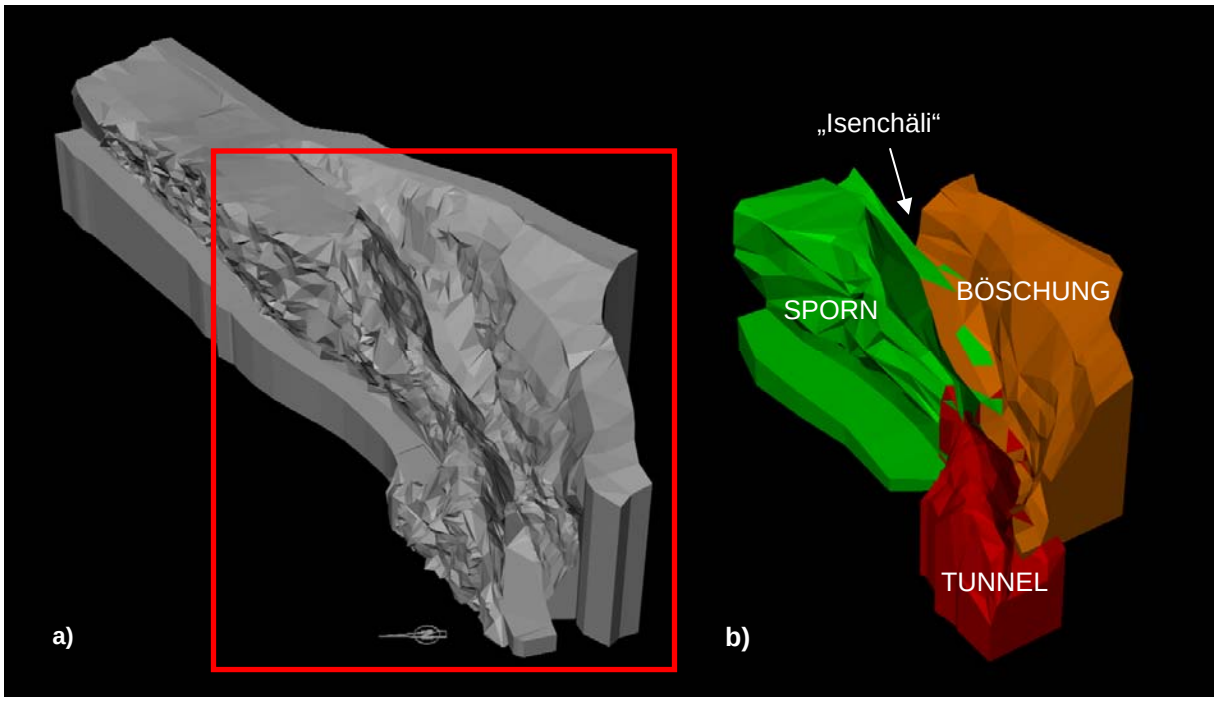


Abb. 12.19 Das mit AutoBlock aus mehreren Dreiecksnetzen erstellte Volumenmodell mit Blick in Richtung E: a) Übersicht über den Teil 1 des Untersuchungsgebietes mit hohem Detaillierungsgrad, b) Ausschnitt mit niedrigerem Detaillierungsgrad. Das grüne und braune Teilmodell (SPORN bzw. BÖSCHUNG) östlich des vierten Tunnels (TUNNEL) bildet die Flanken des 55 m langen, 1 – 8 m breiten „Isenchäli“. Sie werden in den Abbildungen 12.20 bis 12.24 vertieft untersucht.

hen Detaillierungsgrad umfangreiche Datenmenge erschwerte jedoch mit der damals noch nicht optimierten Programmversion eine sinnvolle Bearbeitung. Aus diesem Grund wurde manuell ein gröberes Dreiecksnetz konstruiert, das auf Querprofilen in einem Abstand von 2.5 – 5 m basierte. Die resultierenden Volumenmodelle pro Teilbereich sind in Abbildung 12.19 b) dargestellt. Eine Überprüfung der Genauigkeit ergab, dass der Unterschied im Volumen zwischen dem detaillierten und dem vereinfachten Modell weniger als 5 % betrug.

Die Untersuchung des Flächengefüges – insbesondere auch dank der Visualisierung in einer Kugeldarstellung gemäss Abbildung 12.9 – liess die Trennflächenscharen K1, K2, S1 und S2 als die massgebenden erkennen. Sie wurden in den digitalen Teilmodellen von Abbildung 12.19 b) eingeführt, wobei man von ebenen, durchgehenden Trennflächen mit regelmässigen Abständen ausging. AutoBlock bestimmte in der Folge durch sukzessive Kombination aller definierten Trennflächen „kinematisch mögliche“ potentielle Bruchkörper. Dies bedingt, dass jede Bruchfläche entweder an der Felsoberfläche ausbeisst oder durch weitere Bruchflächen begrenzt wird. Zwecks Vereinfachung wurden nur Bruchkörper bestimmt, die durch eine bis drei Trennflächen begrenzt waren. Auf eine Betrachtung von Körpern mit vierteiligen Begrenzungsflächen wurde verzichtet. Ausserdem wurde AutoBlock angewiesen, resultierende Bruchkörper mit einem Volumen unter 0.5 m^3 nicht weiter mitzuführen, da diese als nicht relevant beurteilt wurden und überdies im Unschärfebereich der Datenerfassung lagen.

In den Abbildungen 12.20 und 12.21 sind die Resultate der kinematischen Analyse für einige Bruchkörperformen in der BÖSCHUNG und im SPORN exemplarisch festgehalten. Die kleine Kugel oben rechts visualisiert jeweils die in Betracht gezogenen Trennflächenscharen.

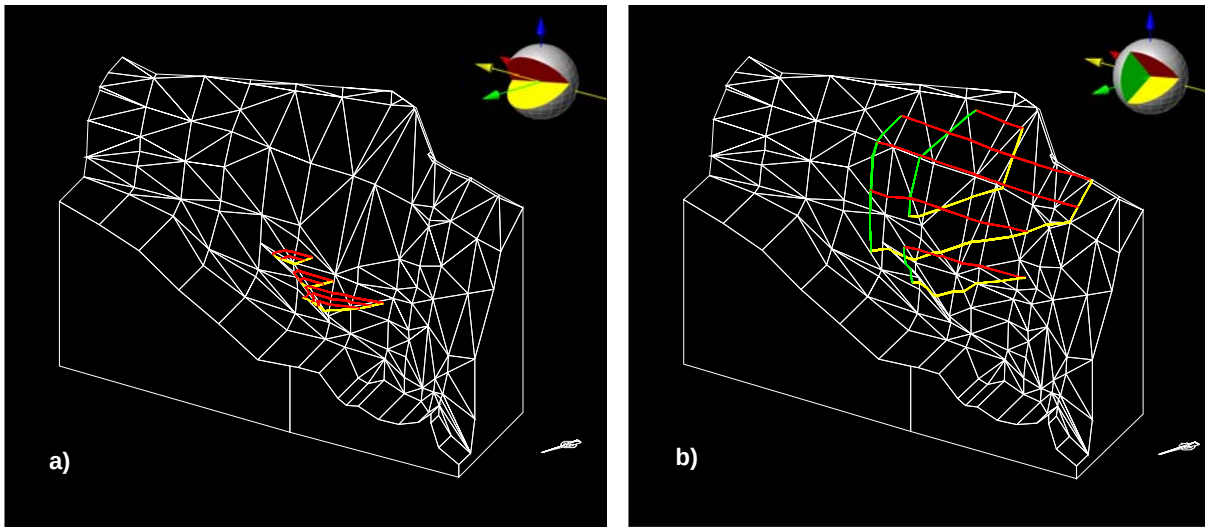


Abb. 12.20 Potentielle Bruchkörper in der BÖSCHUNG: a) Gebildet aus den Trennflächenscharen K1 (gelb) und S1 (rot) mit 2.0 m bzw. 0.5 m Abstand, b) Gebildet aus K1, K2 (grün) und S1 mit 3 m, 5 m und 4 m Abstand [12.13].

In Abbildung 12.20 a) sind dies die Scharen K1 (gelb) und S1 (rot), in b) K1, K2 (grün) und S1, in Abbildung 12.21 K1, K2 und S2 (rot). Die kinematisch möglichen Bruchköper werden durch ihre Ausbisslinien an der Felsoberfläche dargestellt, wobei die Farbe jeweils der Trennflächenschar entspricht. In Abbildung 12.21 ist zudem eine Aufnahme aus dem Modellhelikopter ersichtlich. Je nach den betrachteten Trennflächen beissen die Bruchkörper in der Ausbauchung, wo deren Schnittlinie die Felsoberfläche zweimal durchstösst (Abb. 12.20 a), oder im gesamten Teilmodell aus (Abb. 12.20 b). Ein erheblicher Unterschied besteht auch in der Grösse der potentiellen Bruchkörper: Für die Trennflächen von Abbildung 12.20 a) beträgt die maximale Bruchkörpergrösse 6.2 m^3, für diejenigen von b) 760 m^3 und in Abbildung 12.21 b) mehr als 1'600 m^3 [12.13]. Weitere Bespiele ausgewählter potentieller Bruchkörper beim SPORN finden sich in [12.15].

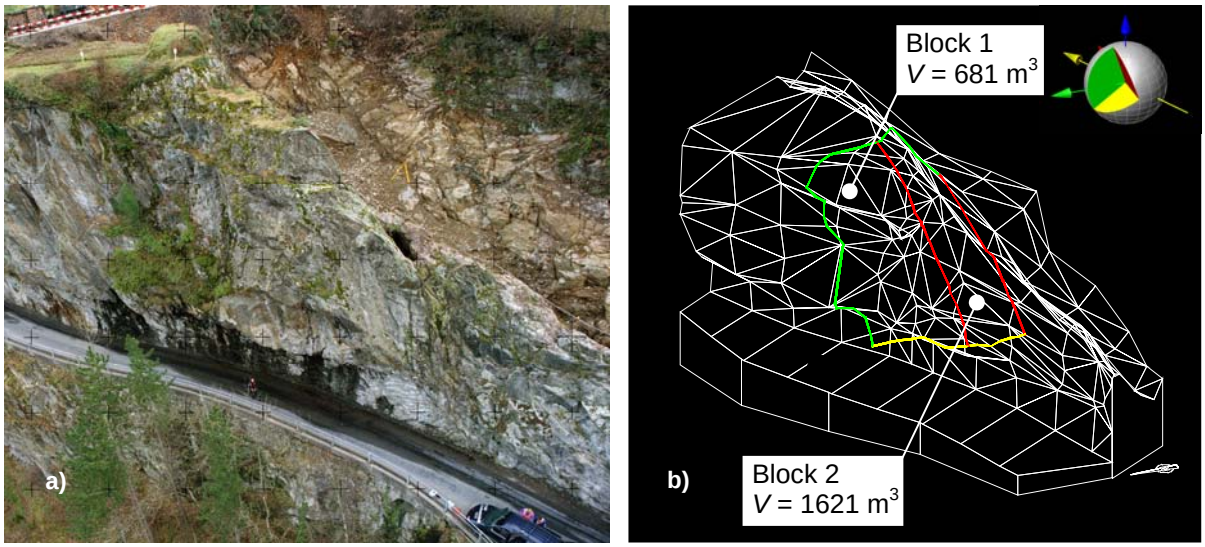


Abb. 12.21 SPORN: a) Aufnahme aus dem Modellhelikopter, b) Ausbisslinien als Resultat der kinematischen Analyse, gebildet aus den Trennflächenscharen K1 (fix), K2 (fix) und S2 (5.0 m Abstand; Bild: Fuchser Messtechnik AG, Bern) [12.13].

Als Belastungen wurden am Geländemodell das Eigengewicht, eine Erdbebenbelastung sowie ein Wasserdruck in den Trennflächen angesetzt (Abb. 12.22). AutoBlock berechnete daraus jeweils automatisch die an jedem potentiellen Bruchkörper wirkenden Kräfte:

- *Eigengewicht* ***G****:* Es wurde für jeden Bruchkörper aus seinem Volumen und dem Raumgewicht bestimmt (γ = 26 kN/m^3).
- *Erdbebenbelastung* ***E****:* Für sie wurde nach der SIA Norm 160 (1989) eine horizontale Ersatzkraft ***E*** = 0.08 ***G*** angesetzt. Für Böschungen in der Gefährdungszone 2 muss der Nachweis ausreichender Tragsicherheit nur für die Bauwerksklasse III erbracht werden. Die Zuweisung in die entsprechende Bauwerksklasse obliegt der zuständigen Behörde, weshalb der Einfluss der Erdbebenkraft in die Überlegungen miteinbezogen wurde.

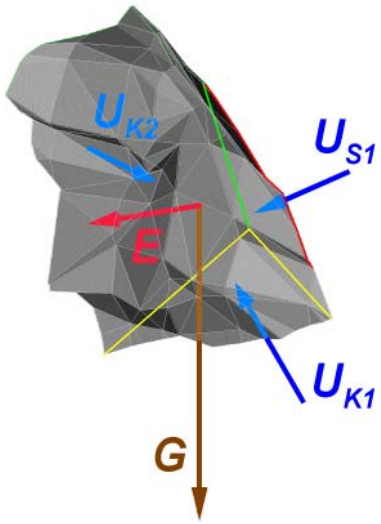


Abb. 12.22 Einwirkungen auf den Block 2 von Abbildung 12.21 b) (ohne Reaktionen in den Gleitflächen) [12.13]:
- Eigengewicht ***G***
- Erdbebenersatzkraft ***E*** = 0.08 ***G***
- Wasserkräfte $\boldsymbol{U}_k$

- *Wasserkräfte* $\boldsymbol{U}_k$*:* Der Stabilitätsanalyse für den SPORN – im Bereich BÖSCHUNG konnten keine Wasseraustritte beobachtet werden – legte man zwei Szenarien zu Grunde: Zum einen wurde angenommen, dass der Zugriss in der Ablösefläche eines Bruchkörpers aufgrund der hydraulisch viel grösseren Durchlässigkeit mit Wasser gefüllt sei und sich der Wasserdruck bis zur Gleitfläche hydrostatisch aufbaue. In der Gleitfläche selbst mit der viel geringeren Durchlässigkeit nehme er bis zum Ausbisspunkt wieder linear ab (Abb. 12.23 a, b). Allfällige Drainagebohrungen beeinflussen je nach Anordnung die Druckverteilung. In einem zweiten Szenarium wurde angenommen, dass die Ausbisslinie vollständig undurchlässig sei (z.B. infolge Vereisung), und dass sich der Wasserdruck hydrostatisch über die Ablöse- und die Gleitfläche aufbaue (Abb. 12.23 c, d). Eine weitere Unbekannte lag in der Wasserdruckverteilung in Horizon-

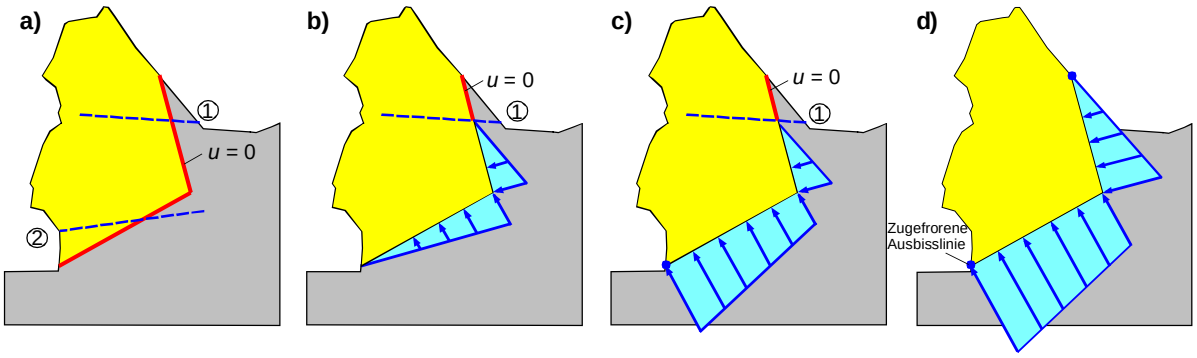


Abb. 12.23 Vier Beispiele für angenommene Wasserdruckverteilungen [12.18]:
a) Vollständig drainiert (Bohrungen vom Isenchäli ① bzw. von der Strasse ② aus).
b) Teilweise drainiert (Bohrungen nur bei ①) mit linearem Druckabbau entlang der Gleitfläche.
c) Teilweise drainiert wie bei b), aber mit vollständig zugefrorener Ausbisslinie.
d) Undrainiert bei vollständig zugefrorener Ausbisslinie.

talrichtung, d.h. senkrecht zu den Schnitten von Abbildung 12.23. Im Sinne einer Näherung schätzte man zunächst die dreidimensionale Druckverteilung ab und bestimmte daraus einen mittleren Wasserdruck u_k pro Ablöse- und Gleitfläche. Diese konstanten Wasserdrücke pro Trennfläche wurden dann in AutoBlock eingeführt. Es ist erwähnenswert, dass der Wasserdruck in den Gleitflächen mit Annahme einer Vereisung etwa doppelt so gross war wie ohne.

Die Scherparameter Reibungswinkel φ und Kohäsion c werden üblicherweise anhand von Laborversuchen bestimmt. Eine Extrapolation auf den Massstab 1:1 ist aber sehr schwierig und unsicher. Sie sollten deshalb – wenn immer möglich – durch Rückrechnungen anhand beobachteter Instabilitäten unter ähnlichen Verhältnissen eingegrenzt werden. Da beim vorliegenden Projekt der Einfluss einer Variation des Reibungswinkels bereits früher untersucht worden war, ging man bei der neuen Stabilitätsuntersuchung von einem vorsichtig geschätzten Wert von $\varphi = 30°$ aus. Die Kohäsion wurde zwischen 0 und 50 kN/m^2 variiert. Die Unsicherheiten bei der Festlegung der Scherparameter werden im Entwurf berücksichtigt und können mit konstruktiven Mitteln auf ein akzeptables Niveau gebracht werden.

Im Folgenden werden kurz einige Ergebnisse der Stabilitätsberechnung samt Sensitivitätsanalyse für die potentiellen Bruchkörper 1 und 2 von Abbildung 12.21 b) diskutiert. In Abbildung 12.24 ist pro Block der Sicherheitsfaktor gegen Abgleiten in Abhängigkeit des mittleren Wasserdrucks aufgetragen. Die oberen vier Kurven gelten für eine Kohäsion von c = 50 kN/m^2, für die unteren beiden Kurven wurde die Kohäsion vernachlässigt. Der Wasserdruck wirkt gemäss Abbildung 12.23 in der Ablösefläche S1 und den Gleitflächen K1 und K2. In Abbildung 12.24 ist der mittlere Wasserdruck pro Teil der Begrenzungsfläche aufgetragen. Zur Erläuterung sei die Kurve ② herausgegriffen, d.h. Block 1 mit c = 50 kN/m^2 ohne Vereisung. Dank der recht hohen Kohäsion beträgt der Sicherheitsfaktor ohne Wasserdruck rund 2.3. Mit zunehmendem Wasserdruck sinkt er langsam ab, bis er bei einem Druck von 20 kN/m^2 plötzlich um fast 1.0 abfällt. Wie ist dieser abrupte Sicherheitsverlust zu erklären?

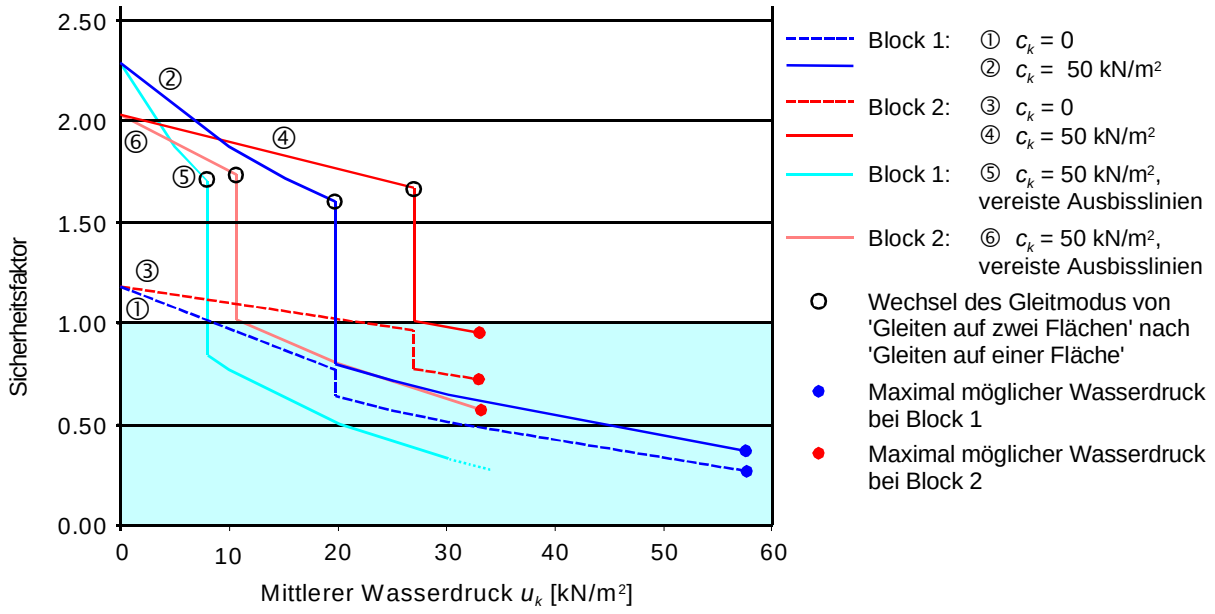


Abb. 12.24 Sicherheitsfaktor in Abhängigkeit des Wasserdrucks u_k für die beiden Bruchkörper von Abbildung 12.21 b) ($\varphi_k = 30°$, $c_k = 0$ bzw. 50 kN/m^2, $\boldsymbol{E} = 0$) [12.18]. Ein Wasserdruck von 10 kN/m^2 entspricht 1 m Wassersäule.

Bis zur Unstetigkeitsstelle gleitet der Bruchkörper auf beiden Ebenen K1 und K2 zugleich ab, wobei die ausgedehnte Gleitfläche K2 einen wesentlichen Anteil zum Scherwiderstand beiträgt. Wird der Wasserdruck insbesondere in dieser Gleitfläche zu gross, löst sich der Bruchkörper von ihr ab und gleitet nur noch auf der Fläche K1. Der Scherwiderstand in dieser relativ kleinen Fläche ist viel kleiner, womit auch der Sicherheitsfaktor viel geringer wird. Alle anderen Kurven zeigen tendenziell das gleiche Verhalten. Bei denjenigen mit vereister Ausbisslinie tritt der abrupte Sicherheitsverlust jedoch früher auf. Abbildung 12.24 belegt den massgebenden Einfluss des Wasserdruckes auf die Stabilität: Bei Annahme des geometrisch maximal möglichen Wasserdrucks ergeben sich für beide Blöcke selbst bei einer Kohäsion von $c = 50$ kN/m^2 Sicherheiten von unter 1.0, auch ohne die ungünstige Annahme einer Vereisung der Ausbisslinien.

12.4.5 Ergebnisse

Die Analyse der geotechnischen Gegebenheiten in den Teilgebieten 1 und 2 führte zu folgenden Erkenntnissen:

- *Form:* Die Schieferung in Kombination mit ein bis zwei Klüften bestimmt massgeblich die Form der potentiellen Bruchkörper. Bei den labilen Blöcken ist die Form uneinheitlich.
- *Grösse:* Das Volumen potentiell instabiler Felskörper beträgt im Ausnahmefall einige Hundert Kubikmeter. Ansonsten liegen die Volumina im Blocksturzbereich, d.h. zwischen 0.5 und 10 m^3. In der hohen Felsböschung von Teilgebiet 2b ist mit einem Einzelkörpervolumen von 10 m^3 zu rechnen. Dies entspricht der Erfahrung der letzten 30 Jahre, blieben doch in der Aufprallzone Körper von 0.5 bis 6 m^3 liegen. Steinfall ist überall möglich, während für einen potentiellen Bergsturz kein adäquates Beispiel gefunden werden konnte.
- *Versagensmechanismen:* Die wichtigsten Mechanismen sind Abblättern und Kippen entlang der Schieferung. Der bisherigen Erfahrung entsprechend fehlen Hinweise auf denkbare instabile Lockergesteinspakete.
- *Risiko:* Die Gefahr eines Niederstürzens identifizierter Felskörper ist insgesamt erheblich.
- *Berechnungen:* Die rechnerischen Stabilitätsuntersuchungen haben vor allem die Notwendigkeit von Drainagebohrungen vom Isenchäli und von der Strasse aus bestätigt.

12.5 Sicherungskonzept

Das Sicherungskonzept trägt der bekannten, der Aufgabe innewohnenden Schwierigkeit Rechnung, ausreichend genaue Aussagen über die tatsächliche Struktur einer natürlichen Felsböschung zu formulieren. Eine mit dem notwendigen Sachverstand und Sorgfalt vorgenommene Untersuchung kann zwar mit zunehmendem Aufwand vorhandene Unwägbarkeiten reduzieren, niemals aber das Restrisiko eliminieren. Diese Problematik führt zum Schluss, dass bei der vorliegenden Aufgabe grundsätzlich gut abgestützte, in ihrer Wirkung *breit greifende Massnahmen* anzustreben sind. Sie erhalten entweder die Stabilität sturzgefährdeter Felskörper oder minimieren die Auswirkungen einer Bewegung. Ein grober Überblick über deren Wirksamkeit [12.9] zeigt, dass sich das gewünschte Mass an Sicherheit nur mit einer Kombination von aktiven und passiven Massnahmen erreichen lässt. Erstere setzen beim Felskörper an, indem man ihn sichert resp. entfernt oder spezielle Lastfälle verhindert, letztere suchen die Strasse durch Auffangen oder Umleiten des Sturzkörpers zu schützen. Dazwischen liegen erhebliche Unterschiede in Bezug auf den Aufwand, die Kosten und den Gewinn an

Sicherheit. Ausserdem sind die angestrebte Sicherheit im Bauzustand, die Ausführbarkeit und der Landschaftsschutz in die Überlegungen miteinzubeziehen.

Die Untersuchungen ergaben, dass die verschiedenen Felsbereiche mit finanziell vertretbarem Aufwand gesichert werden können. Zu den Massnahmen im Einzelnen:

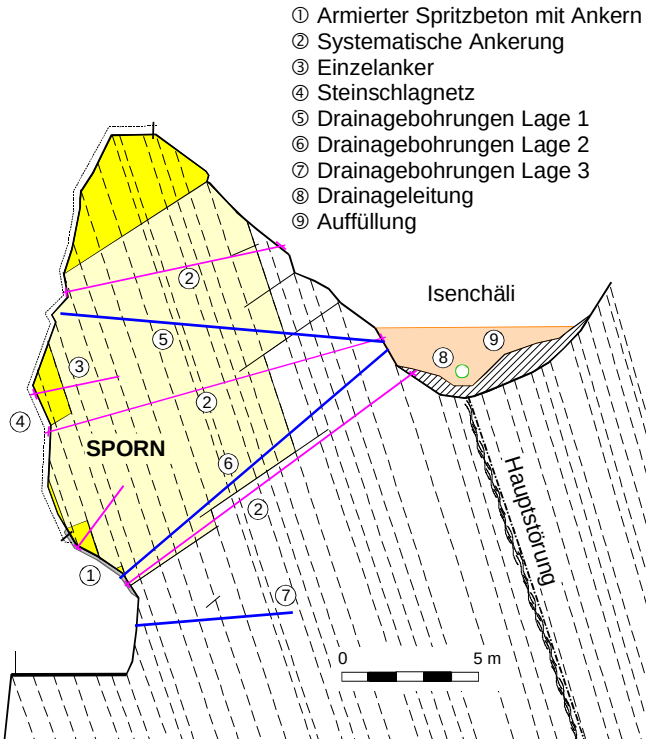


Abb. 12.25 Übersicht über die konstruktiven Massnahmen beim SPORN (Teilgebiet 1).

- *Teilgebiet 1:* In Abbildung 12.25 ist das vorgeschlagene Sicherungskonzept in einem typischen Querschnitt dargestellt. Dabei stehen Drainagebohrungen von der Strasse aus und von oben im Vordergrund. Eine Systemankerung soll ein weiteres Abblättern bzw. Kippen entlang der Schieferung verhindern. Die Stabilisierung einzelner grosser Bruchkörper wäre nur für den Totalausfall des Drainagesystems notwendig. Lokal angeordnete Anker fixieren Felskörper, die von der Systemankerung nicht erfasst werden. Netze unterbinden flächenhaft Steinfall. Im Unterschied zum Vorschlag strebte die Bauherrschaft eine Lösung an, die auch in ferner Zukunft wenig Kontrollen oder Unterhaltsarbeiten erfordert. Sie veranlasste deshalb im März 2003 die Sprengung des kompletten Felsbereichs mit einer Kubatur von rund 16'000 m^3. Für die Instandsetzung der fünf verschütteten, stark beschädigten Strassenabschnitte sowie die Sicherung des Zwischengeländes wurden 11 Wochen benötigt. Die Baukosten beliefen sich auf CHF 9.6 Mio.
- *Teilgebiet 2a:* Hier ist in kleinräumigen Felsaufschlüssen eine Ankerung wie in Teil 1 geplant. In den von Lockergestein und Vegetation verdeckten Bereichen rechnet man ebenfalls mit potentiellen Bruchkörpern. Die Geometrie der Geländeoberfläche in Bezug auf die Raumstellung der Trennflächen legt jedoch den Schluss nahe, dass sie nur in Ausnahmefällen sturzgefährdet sein können. Dies wird durch die bisherige Erfahrung bestätigt.
- *Teilgebiet 2b:* Hier wurde eine grosse Zahl sturzgefährdeter Felsblöcke identifiziert. Ihre Sicherung mit Massnahmen innerhalb der 130 m hohen Böschung wurde aus drei Gründen verworfen: Erstens, weil die grosse Anzahl Felskörper sehr aufwendige Arbeiten im schwer zugänglichen Gelände notwendig machen würde, zweitens, weil umfangreiche temporäre Massnahmen zur Gewährleistung der Sicherheit im Bauzustand erforderlich wären und drittens, weil trotz hohem Kostenaufwand nicht alle Bruchkörper- und Blockkonfigurationen erkannt würden. Als Varianten kommen nur der Bau einer Galerie oder eines Umfahrungstunnels in Frage. Beiden Lösungen gemein ist der Vorteil, dass Bauarbeiten ausschliesslich im Strassenbereich auszuführen sind und die Dauerhaftigkeit bei geringerem betrieblichen Unterhalt höher ist. Im Hinblick auf das Energieaufnahmevermögen einer Galerie von 3'000 kJ nach [12.16][12.17][12.18] darf festgehalten werden, dass die

Bemessungswerte von 10'000 kJ eine wirtschaftlich vertretbare konstruktive Gestaltung kaum zulassen. Ein mindestens 250 m langer Tunnel erweist sich damit als zweckmässige Lösung zur Umgehung der Gefahrenzone im östlichsten Teil des Untersuchungsgebietes.

12.6 Schlussfolgerungen

Bei der vorliegenden Studie hat sich ein streng methodisches Vorgehen infolge der längenmässigen Erstreckung der Strasse und der flächenmässigen Grösse des Untersuchungsgebietes als notwendig erwiesen*. Die umfassende Dokumentation des angetroffenen Zustandes der Felsböschung schaffte die Voraussetzung für die Planung der vorgeschlagenen Massnahmen und erlaubt ihre schrittweise Umsetzung. Das nicht nur punktuell, sondern breit angelegte Sicherungskonzept gewährleistet eine wesentliche Erhöhung der Sicherheit bei wirtschaftlich vertretbarem Aufwand.

Trotz den systematischen, bis in Einzelheiten gehenden felsmechanischen Untersuchungen müssen die vorgelegten Erkenntnisse mit einem gewissen Vorbehalt betrachtet werden. Der teilweise verborgene oder nicht einsehbare Fels mit seinen sich in die Tiefe erstreckenden Trennflächen kann nicht ausreichend erfasst werden, so dass in Einzelfällen ein mehr oder weniger grosser Ermessensspielraum bestehen bleibt. Die damit verbundene Ungewissheit der Prognose wird bei der Anordnung der konstruktiven Massnahmen berücksichtigt.

Die neuartigen Möglichkeiten von AutoBlock haben sich bei der Untersuchung der vorliegenden Fragestellung bewährt. Insbesondere die graphischen Darstellungen besitzen das Potential, zu einem unentbehrlichen Glied in der Verständigungskette zwischen Geologe und Ingenieur bzw. zwischen Ingenieur und Bauherr zu werden. Die Simulation der Wirklichkeit eröffnet eine leichte Zugänglichkeit in die abstrakte Welt der Statik. Drohende Gefahren lassen sich damit auch Nicht-Fachleuten prägnant vor Augen führen. Die „visuelle Diskussion“ von Ergebnissen ist vermutlich auch der wichtigste Beitrag von AutoBlock zur Stabilitätsanalyse von Felsböschungen und -fundationen. In vielen Fällen dürfte sie gar zielgerichteter sein als die akribische Bestimmung von Sicherheitsfaktoren. Welche weiteren zweckdienlichen Entscheidungsgrundlagen das Programm noch zu liefern vermag, soll im nächsten Fallbeispiel aufgezeigt werden.

* Das dargelegte Vorgehen hat sich mittlerweile auch andernorts bewährt; so z.B. in Bernhardzell [12.19].

13 Felsfundation Brücke Pianello

Die beiden süditalienischen Ortschaften Muro Lucano und Capodigiano sind durch eine sanierungsbedürftige Bogenbrücke miteinander verbunden (Abb. 13.1). Sie soll im Rahmen eines Strassenneubaus durch eine schlanke, rund 125 m lange Verbundkonstruktion ersetzt werden, die auf die reizvolle Umgebung Rücksicht nimmt. Die besondere Form der neuen Brücke in Kombination mit den unklaren Fundationsverhältnissen veranlassten die Verantwortlichen, noch in einer sehr frühen Phase eine felsmechanische Untersuchung durchführen zu lassen. Sie hatte eine adäquate konstruktive Gestaltung der Brückenfundamente zum Ziel.

Das überschaubare Tragwerk sowie die im Verlauf der Arbeiten erhobenen Daten legten nahe, das neue Computerprogramm AutoBlock anhand dieses Fallbeispiels auf seine Praxistauglichkeit zu prüfen. Das Schwergewicht lag dabei auf der schrittweisen Analyse und Beurteilung der angetroffenen Verhältnisse, wie sie in den Kapiteln 5 bis 8 erläutert wurden. Zugleich sollten die verschiedenartigen Möglichkeiten zur Visualisierung überprüft werden. Sie erlauben eine aussagekräftige Zusammenfassung der Resultate, wie man dies heute von einem modernen Computerprogramm erwartet. Die gedankliche Arbeit findet ihren Ausdruck in einer Reihe von konstruktiven Empfehlungen, auf die am Ende kurz eingegangen wird [13.1].

Abb. 13.1 Ansicht der rechten Talflanke mit dem Dorf Muro Lucano. Rechts erkennt man die alte Bogenbrücke Pianello über der Schlucht, die sich am linken Bildrand (nicht sichtbar) gegen eine Ebene hin öffnet. Die neue Brücke bildet die Verlängerung des oben links sichtbaren Strassenstücks.

13.1 Ausgangslage

Das inmitten einer unberührten Landschaft auf einem Hügel erbaute Muro Lucano wird vom nahen Capodigiano durch ein vom Fluss Rescio eingetieftes Tal getrennt (Abb. 13.2). Zur Überwindung dieses natürlichen Hindernisses erstellten bereits die Römer eine erste Bogenbrücke. Sie wurde im letzten Jahrhundert durch eine zweite, höher gelegene, ergänzt. Das feingliedrige, mittlerweile sanierungsbedürftige Bauwerk vermag indes dem heutigen Verkehrsaufkommen auf der regional wichtigen Provinzstrasse nicht mehr zu genügen.

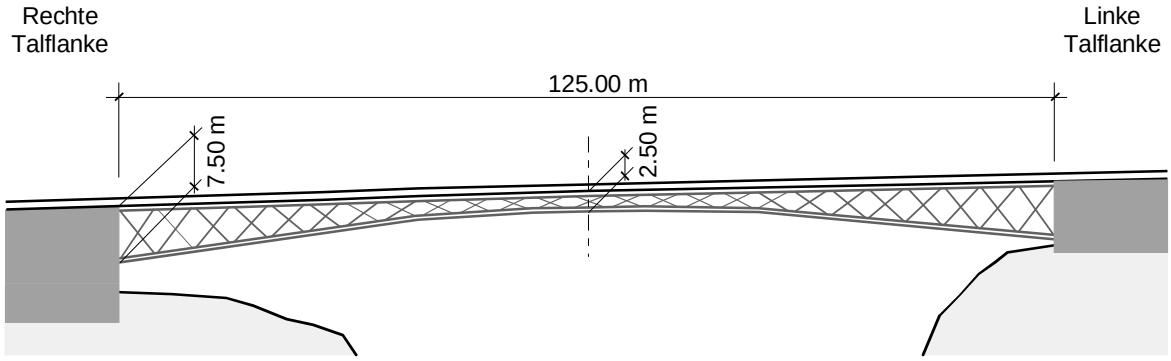


Abb. 13.2 Aufbau und Abmessungen der neuen, 9.5 m breiten Brücke (Steigung: 2 %). Die Konstruktion besteht aus einem Stahlfachwerk mit obenliegender Betonplatte (Ansicht von Ebene aus) [13.2].

Die vorliegende Sachlage gab Anstoss zur Planung eines neuen Brückenschlags am höchsten Punkt des V-förmigen Tals (Abb. 13.3). Aus Gründen des Landschaftschutzes und der nahen Lage bei Muro Lucano bevorzugte man eine elegante Brücke, die in der Form eines schmalen voutenförmigen Trägers gleichsam „aus dem Fels herauswachsen“ soll. Mit der konstruktiven Gestaltung wurden Prof. DELLA SALA (Potenza) und Prof. MELE (Rom-Sapienza) beauftragt.

Die hohen ästhetischen Anforderungen an den Entwurf bewogen 1988 die „Amministrazione della Provincia di Potenza, Divisione Tecnica“, ein *Beratungsmandat* für ein geeignetes Fundationskonzept zu vergeben. Konkret war abzuklären, wo und wie man die Brückenwiderlager unter felsmechanischen Gesichtspunkten ausbilden müsse und welche Vorbereitungsarbeiten dazu notwendig seien. Im einzelnen sollten vorhersehbare Schwierigkeiten in Bezug auf die Felsfundation identifiziert, die Eigenschaften des Untergrundes beschrieben, potentielle Bruchmechanismen untersucht und Lösungen für den Entwurf der Brückenfundamente ausgearbeitet werden.

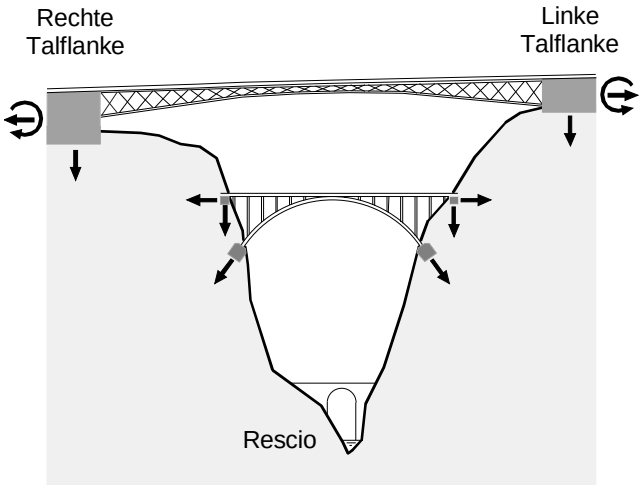


Abb. 13.3 Neue Brücke, bestehende Bogenbrücke (Mitte) und Römerbrücke (unten) mit Auflagerkräften (Ansicht von Ebene aus).

Die Art und Lage aller drei Brücken geht aus Abbildung 13.3 hervor. Die bemerkenswerte Schlankheit des geplanten Trägers setzt eine beidseitige Einspannung im Fels voraus, reduziert doch eine solche Lösung das maximale Moment in Feldmitte um Zweidrittel gegenüber einem einfach gelagerten Balken. An den Felsfundamenten der beiden Talflanken greifen damit nicht nur *Einzelkräfte* (Bogenbrücke), sondern auch beachtliche *Momente* an. Es liegt auf der Hand, dass beim voutenförmigen Träger die horizontalen Kräfte im Vergleich zu den vertikalen bedeutend kleiner sind.

In Abbildung 13.4 ist aufgezeichnet, welche Anforderungen an die Gründungskörper gestellt werden: Sie müssen zum einen eine hinreichende Sicherheit gegenüber der Bildung gleitgefährdeter Felskörper, zum andern eine ausreichende Steifigkeit gegen unzulässige Verformungen der Brücke aufweisen. Im Zentrum der nachstehenden Ausführungen steht die Sicherheit gegen Versagen. Die Frage nach der Gebrauchstauglichkeit wird nur am Rande behandelt, obwohl die neue Brücke sehr empfindlich auf Setzungen δ und auf Verkippung κ ihrer Fundamente reagiert.

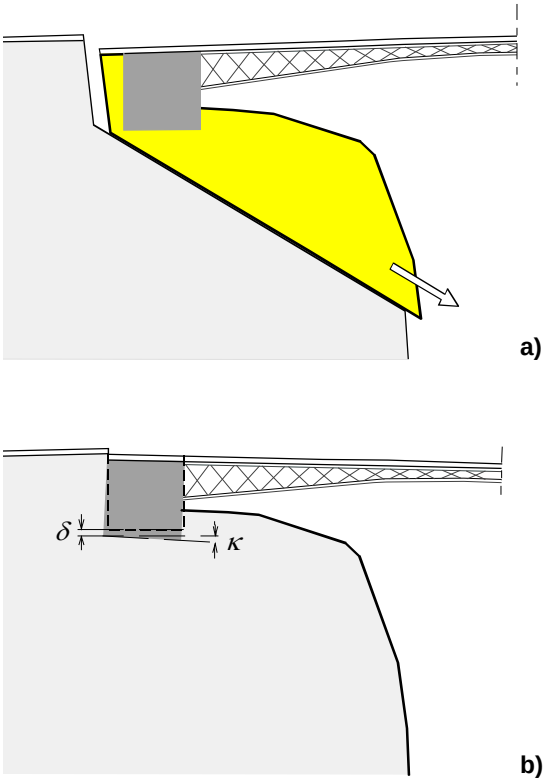


Abb. 13.4 Zwei mögliche Gefährdungsbilder: a) Bildung eines instabilen Felskörpers, b) Nachgeben eines Felsbereichs: Setzung δ, Verkippung κ.

Für den Nachweis eines hinreichenden Widerstandes unterscheidet man zwei Szenarien: Beim *globalen* Versagen ist der potentielle Bruchkörper so voluminös, dass er die Aufstandsfläche vollständig einschliesst. Demgegenüber ist das *lokale* Versagen auf einen Teil davon beschränkt. Selbst im zweiten, vordergründig weniger kritischen Fall bestehen Zweifel, ob die Tragfähigkeit des verbliebenen Tragwerks ausreicht resp. das Bauwerk die ihm zugedachten Aufgaben noch zu erfüllen vermag. Steht ein solcher Nachweis zur Diskussion, so ist die Einleitung konstruktive Massnahmen (Anker, Dübel, Injektionen etc.) vorzusehen.

13.2 Untersuchungsgebiet

Muro Lucano mit seiner bekannten Burg (Abb. 13.5) liegt auf einem markanten Hügelzug in der Provinz Basilicata nahe der Hauptstadt Potenza südöstlich von Napoli (IT). Das eng bebaute Dorf (Abb. 13.1) wird nördlich und östlich vom Rescio umflossen, der gegen Süden hin – am Fuss der Ortschaft – in eine fruchtbare Ebene entwässert. Durch seine erodierende Wirkung bildete sich ein rund 100 m tiefes Tal, das den Weg zum östlich gelegenen Capodigiano versperrt. Heute überwinden zwei Bauwerke das natürliche Hindernis: Die Römer- und die Bogenbrücke (Abb. 13.3). Die geplante Brücke begradigt den serpentinenförmigen Verlauf der bestehenden Strasse auf einer höher gelegenen Kote.

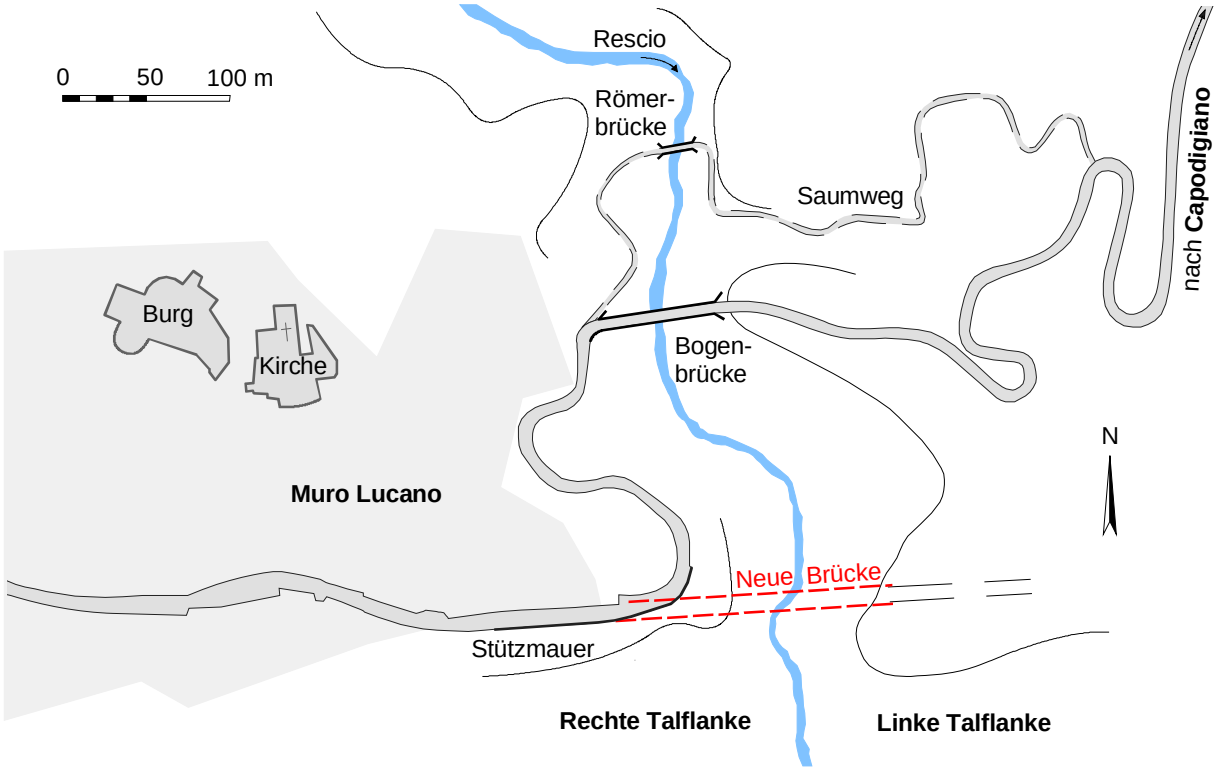


Abb. 13.5 Das Untersuchungsgebiet nahe Muro Lucano mit dreifachem Brückenschlag über den Rescio.

Das schwer zugängliche Untersuchungsgebiet grenzt direkt an die Ortschaft. Auf der rechten Talflanke (Seite Muro Lucano) ruht das Brückenwiderlager im oberen Teil der Böschung (Abb. 13.6), auf der linken (Seite Capodigiano) gründet das Bauwerk auf einem Sporn.

13.3 Gesicherte Erkenntnisse

13.3.1 Topographie

Die rechte Talflanke weist eine gestreckte, die linke eine konvexe Plan- und Profilkurvatur auf (Sporn).

Die *rechte Talflanke* (Abb. 13.1/6) ist zweigeteilt: In einen flacheren Bereich knapp vor der bestehenden Stützmauer (Böschungswinkel ~ 20°) sowie eine steile Böschung (74°). Entlang der Strasse ist die Felsoberfläche unter Schutt, Lockergestein und Vegetation verborgen. Weiter unten sind Anzeichen von alten Sackungen erkennbar.

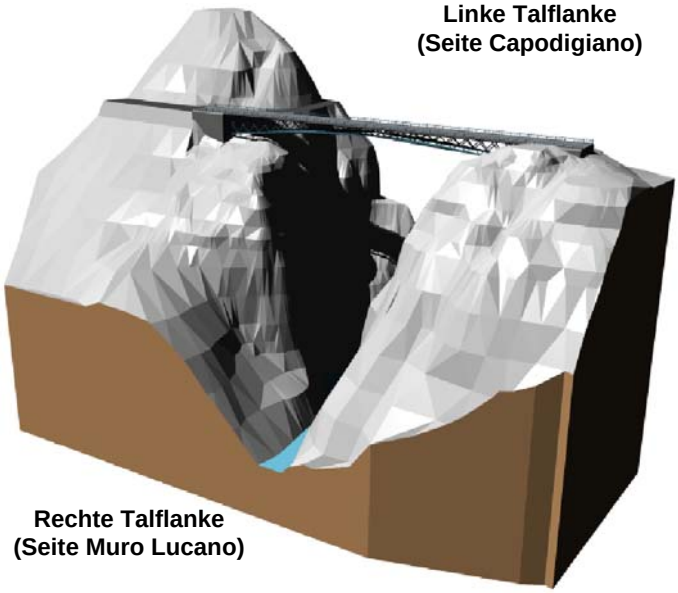


Abb. 13.6 Ansicht der neuen Brücke über dem Einschnitt des Rescio. Das mit AutoBlock konstruierte Modell basiert auf digitalisierten Höhenlinien.

Die *linke Talflanke* (Abb. 13.6/7) bildet einen Prallhang des Rescio, dessen Böschungswinkel unten rund 74°, oben 50° beträgt. Auffallend ist ein langgezogener Einschnitt am südlichen Rand des Sporns. Mit Ausnahme des obersten, von Lockergestein bedeckten Bereichs und von bewachsenen Stellen kann man die Felsoberfläche überall einsehen. Anzeichen von Wasseraustrittsstellen oder Bächen wurden im gesamten Untersuchungsgebiet nicht wahrgenommen. Für das Querprofil in Brückenachse sei auf Abbildung 13.3 verwiesen.

13.3.2 Felsuntergrund

Die Eigenschaften des Korn- und Flächengefüges wurden anlässlich mehrerer Begehungen, anhand von Feldaufnahmen, Sondierbohrungen [13.3], Laborversuchen und diversen Diskussionen mit den verantwortlichen Geologen und Ingenieuren bestimmt.

Beim *Gestein* handelt es sich um einen geschichteten Kalkstein. Die erbohrten Kerne zeigen stellenweise eine stark zerlegte Matrix mit klaren Verwitterungsspuren (bis 60 m tief). Karsterscheinungen an Bohrkernen (z.B. ein 0.5 m breiter Hohlraum in 37 m Tiefe), Handstücken und Aufschlüssen weisen auf verbreitete Lösungsvorgänge hin. Bemerkenswert sind die geringe Kernausbeute (~ 60 %) und die niedrigen **R**ock **Q**uality **D**esignation-Werte nach DEERE

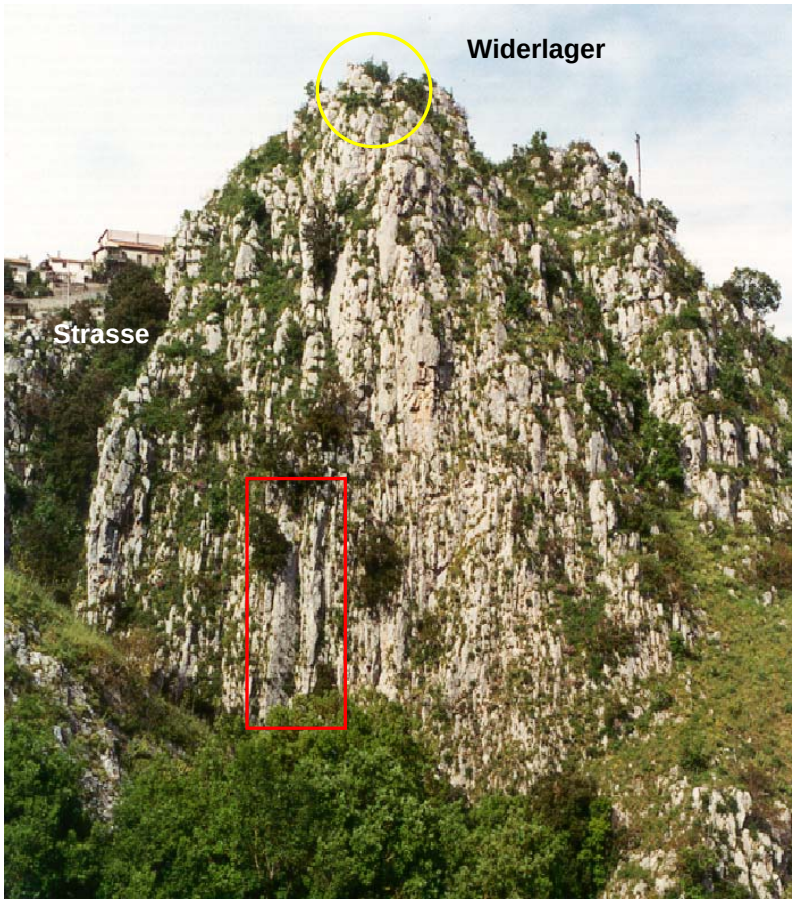


Abb. 13.7 Ansicht der linken Talflanke: Links oben erkennt man die Stützmauer der bestehenden Strasse. Das gelb markierte Widerlager der neuen Brücke soll auf dem Felssporn in der Bildmitte zu liegen kommen. Abbildung 13.8 zeigt den rot markierten Ausschnitt (siehe auch Abb. 13.12/14).

Abb. 13.8 Keilförmige Kontaktfläche eines früheren Bruchkörpers.

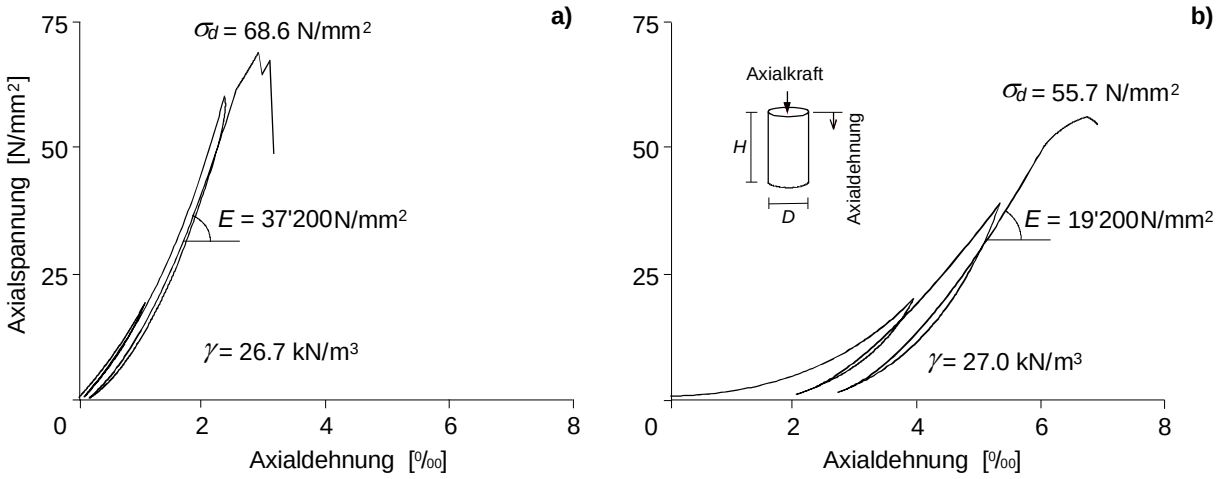


Abb. 13.9 Einachsiger Druckversuch an zwei Gesteinsproben aus der linken Talflanke: a) D = 82.1 mm, H = 143.8 mm aus 30 m Tiefe, b) D = 82.1 mm, H = 121 mm aus 39 m Tiefe.

(~ 25 %), wobei die rechte Talflanke schlechter abschneidet. Zwei einachsige Druckversuche an Gesteinsproben im Labor dienten der Bestimmung felsmechanischer Kennwerte. Obschon die Spannungs-Dehnungs Diagramme (Abb. 13.9) auf ein gutes Gestein schliessen lassen, können die Werte lokal wegen Verwitterung oder Mikrorissen deutlich niedriger sein.

Bei den *Trennflächen* lassen sich Schichtflächen, Kluftscharen und Einzelstörungen unterscheiden. Die Störungen sind weniger von Belang, kommen sie doch nur ausserhalb der Fundamente in grosser Distanz vor. Die Eigenschaften der übrigen Trennflächen wurden vor Ort erhoben und anhand der Bohrkerne resp. von Photographien überprüft. Abbildung 13.10 illustriert die Raumstellungen der Trennflächen. Der Abstand variiert zwischen 0.2 und 2 m (Schichtflächen) resp. 0.4 und 1.8 m (Kluftscharen), wobei die Angaben im Kontrast zu den erstaunlich tiefen RQD-Werten stehen. Der Grund liegt vermutlich im Bohrvorgang – ein Phänomen, das in solch spröden Gesteinen wiederholt beobachtet wurde. Die Erstreckung

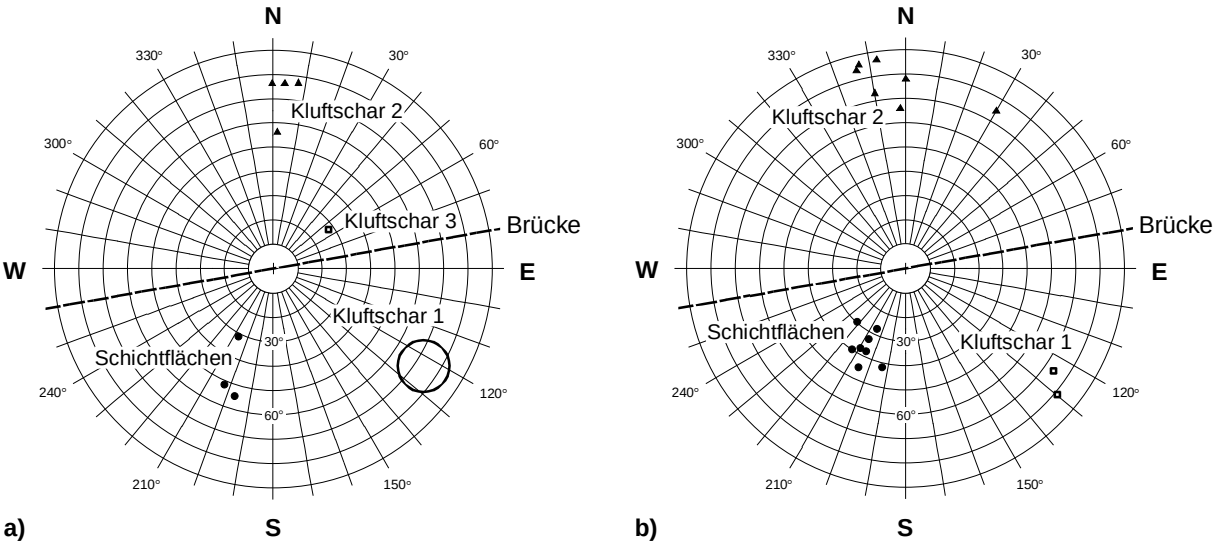


Abb. 13.10 Darstellung aufgenommener Trennflächen in einem Poldiagramm (flächentreue Projektion, untere Halbkugel): a) Rechte Talflanke, b) Linke Talflanke. Die Brückenachse ist eingezeichnet.

kann über 20 m (Schichtflächen, Kluftscharen 1 und 2) oder nur 3 bis 10 m betragen (Schar 3). Trotz einer Öffnungsweite von 0.5 bis 2.5 mm ist in den Aufschlüssen keine Füllung erkennbar. Lediglich in den Bohrkernen findet man Kalzit, Ton oder ein Mischung davon.

13.3.3 Felsoberfläche

Anlässlich der Begehung und bei der späteren Durchsicht fotographischer Aufnahmen konnten vor allem in der Felswand der linken Talflanke eine Reihe von Hinweisen auf frühere, heute nicht mehr vorhandene Bruchkörper gefunden werden. Ein besonders anschauliches Beispiel zeigt Abbildung 13.8: Der lange, schmale, bereits abgerutschte Bruchkörper ergab sich durch Verschneiden von je einer Trennfläche der Kluftscharen 1 (rechts) und 2 (links) mit der Felsoberfläche. Seine Kontaktfläche deutet auf eine Länge von ca. 25 m bei einer Breite von rund 3.5 m hin. Die gleiche Bruchkörperform konnte an sieben weiteren Stellen erkannt werden. Desweitern existieren Belege für das Vorkommen tetraederförmiger Felskörper, deren Gleitflächen links und rechts mit Trennflächen der Kluftscharen 1 und 2, die Ablöseflächen oben mit flach einfallenden Schichtflächen zusammenfallen (Abb. 13.11). Es fällt auf, dass bei der Kluftschar 2 je nach Lage der Trennflächen in Bezug auf die Felsoberfläche sowohl der eine wie der andere Halbraum zur Abgrenzung des Bruchkörpers in Frage kommt.

Abb. 13.11 Kontaktfläche eines kleinen Felskörpers in der linken Talflanke, dessen Gleitflächen aus Trennflächen der Kluftscharen 1 und 2 (analog Abb. 13.8), die Ablösefläche oben aus einer Schichtfläche gebildet wird.

13.4 Bruchkörperanalyse

Die eigentliche Zielsetzung der felsmechanischen Untersuchungen besteht in der Aufdeckung potentieller Bruchkörper im Bereich der Aufstandsflächen der neuen Brücke. Um dies zu erreichen, sollen vorerst Überlegungen zur Kinematik, dann zu den Bruchmechanismen getätigt werden. In einem dritten Schritt folgen statische Berechnungen, wobei man die erforderlichen Scherfestigkeitsparameter durch Rückrechnung einzugrenzen sucht.

Die Ausführungen beschränken sich auf die *linke Talflanke*, da deren Stabilität von Anfang an als kritischer beurteilt wurde. Eine systematische Kombination aller Trennflächen in der *rechten Talflanke* ergab, dass eine Bruchkörperbildung durch Verschneidung der Schichtflächen mit den Kluftscharen 2 resp. 3 kinematisch zwar möglich, aufgrund der flachen Neigung der gemeinsamen Schnittgeraden (< 18°) aber wenig wahrscheinlich ist.

13.4.1 Form und Grösse

Die Trennflächen der linken Talflanke lassen sich gemäss Abbildung 13.10 in drei Scharen unterteilen: In Schichtflächen sowie Klüfte der Scharen 1 und 2. Da die flach gegen Nordosten einfallenden Schichtflächen keine für das Tragwerk potentiell kritischen Bruchkörper abgrenzen und der Fallwinkel der Schnittlinie mit K2 nur 21° beträgt, reduzieren sich alle weite-

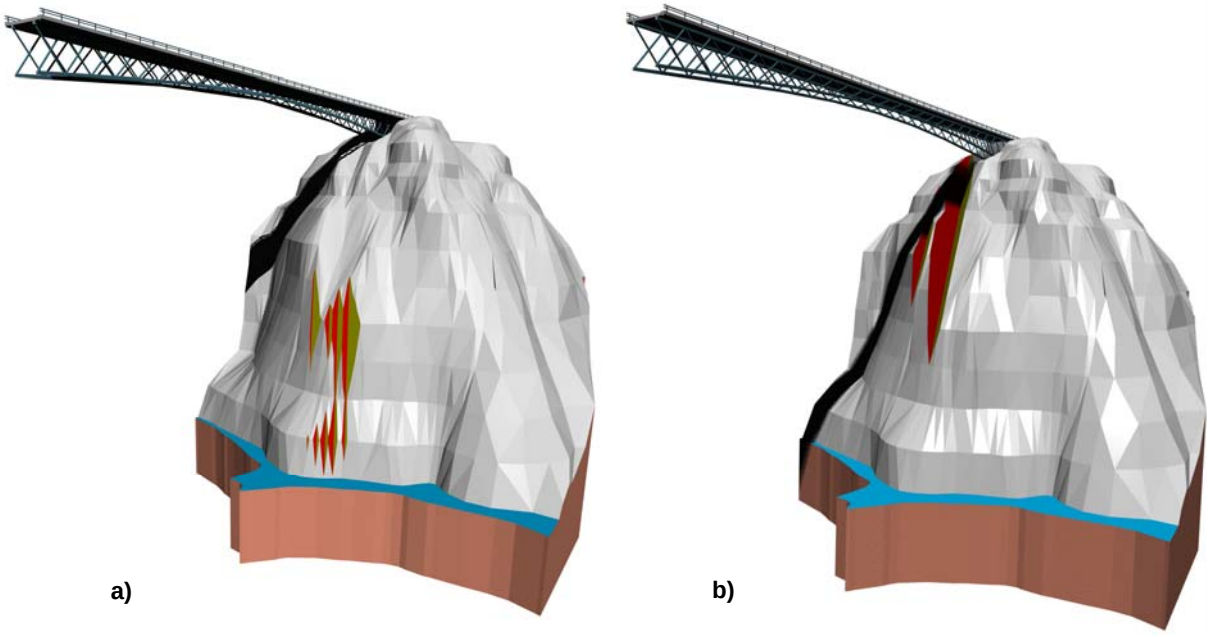


Abb. 13.12 Ansicht der linken Talflanke mitsamt den Kontaktflächen berechneter Bruchkörper. Der Standpunkt, Blickwinkel und Bildausschnitt entsprechen in etwa jenen in Abbildung 13.7. Die sichtbare Mantelfläche des DTM's ist braun, der Rescio blau, die Kluftschar 2 rot eingefärbt.
a) Die keilförmigen Kontaktflächen erinnern stark an Abbildung 13.8.
b) Der markante Einschnitt unterhalb des Brückenauflagers lässt sich mit einer leicht angepassten Raumstellung der Kluftscharen 1 und 2 nachbilden. Der Einschnitt am rechten Bildrand weist auf eine lokal grosse Erstreckung einzelner Trennflächen hin.

ren Betrachtungen auf die beiden Kluftscharen. Dies wurde durch eine Überprüfung aller denkbaren Trennflächen- und Halbraumkombinationen anhand der Einheitskugel und im digitalen Geländemodell bestätigt. Kontrollberechnungen im Bereich der einsehbaren Felsoberfläche zeigen denn auch eine gute Übereinstimmung mit der Realität (Abb. 13.12): Keilförmige Kontaktflächen von effektiven Bruchkörpern im Modell können gut solchen vor Ort zugeordnet werden. Die Felsoberfläche in Abbildung 13.12 liefert ausserdem Hinweise auf weitere eingetretene Instabilitäten, die während der Begehung vorerst nicht erkannt wurden.

Die beiden Kluftscharen lassen sich auf verschiedene Arten miteinander kombinieren:

- *Mittelwerte:* Eine erste Verschneidung der Kluftscharen 1 (307°/78°) und 2 (173°/77°) anhand der Mittelwerte ergibt eine steilstehende Schnittlinie (239°/60°). Ihre Lage wurde im Bereich der Aufstandsfläche variiert, um kinematisch mögliche potentiell kritische Bruchkörper zu bestimmen (Abb. 13.13 a). Es stellte sich heraus, dass die Schnittlinie die leicht nach hinten versetzte Aufstandsfläche nur ganz eingeschränkt durchstossen kann, ansonsten wegen der Profilkurvatur der Felsoberfläche kein unterer Durchstosspunkt mehr möglich ist. Auf eine statische Untersuchung dieser Bruchkörperform wird deshalb verzichtet.
- *Gemessene Werte:* Durch systematische Verknüpfung aller Messwerte ergab sich bei Verschneidung der beiden Klüfte 1 (305°/74°) und 2 (178°/66°) eine flachste Schnittlinie von 235°/51°. Die Neigung der Schnittlinie ist insofern von Belang, als eine Bruchkörperbildung bei steilen Schnittlinien nicht möglich ist, da sie die Felsoberfläche nicht durchstösst. Die Kontaktfläche des zugehörigen potentiellen Bruchkörpers A mit dem grössten Volumen ist in Abbildung 13.13 b) dargestellt.

- *Extremwerte:* Nach beliebiger Kombination aller gemessenen Fallrichtungen bei minimalem Fallwinkel resultierte bei Verschneidung der beiden Klüfte 1 (310°/74°) und 2 (166°/66°) eine flachste Schnittlinie von 234°/40°. Abbildung 13.13 c) zeigt die Kontaktfläche des potentiellen Bruchkörpers B mit dem grössten Volumen. Der Einfügepunkt der beiden Trennflächen befindet sich an einem geringfügig anderen Ort als in Abbildung 13.13 b).

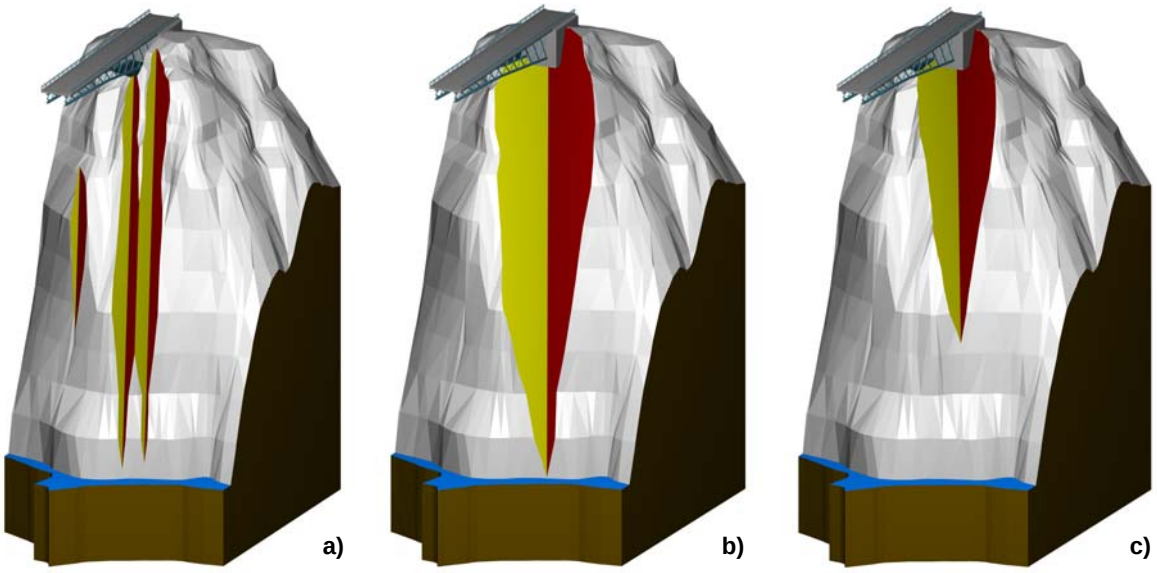


Abb. 13.13 Linke Talflanke mit den Kontaktflächen potentieller Bruchkörper, bestimmt anhand der:
a) Mittelwerte der Raumstellung (3 Bruchkörper, wobei Kluftschar 1 rötlich, 2 gelblich)
b) Gemessenen Werte (maximaler Bruchkörper A)
c) Extremwerte (maximaler Bruchkörper B).

Obschon die Bruchkörper A und B die Aufstandsfläche schneiden (lokales Versagen), beträgt das berechnete Volumen gemäss Tab. 13.1 mehr als 11'955 m^3, die berechnete Länge der Ausbisslinien mehr als 108 m. Im Vergleich dazu sind die vor Ort beobachtbaren Ausbisslinien rund viermal kürzer. Angesichts einer solchen Ausgangslage erübrigt sich die weitere Untersuchung eines theoretisch denkbaren globalen Versagens.

Tab. 13.1 Einige geometrische Angaben zu den berechneten potentiellen Bruchkörpern A und B von Abbildung 13.13 (K1 = Kluft der Schar 1).

Kenngrösse	Bruchkörper A	Bruchkörper B
Schnittlinie:	117 m (235°/50°)	90 m (234°/40°)
Ausbisslinie K1:	155 m	125 m
Ausbisslinie K2:	165 m	108 m
Kontaktfläche K1:	2'275 m^2	1'665 m^2
Kontaktfläche K2:	1'978 m^2	1'290 m^2
Volumen:	21'817 m^3	11'955 m^3

13.4.2 Bruchmechanismen

Die Frage, ob und unter welchen Bedingungen einer der beiden Bruchkörper unter der Einwirkung der Brückenfundamentlast instabil werden könnte, lässt sich nur durch statische Berechnungen beantworten. Als Bruchmechanismus steht eine Translation entlang den Kluftscharenebenen im Vordergrund. Der Fall eines Ablösens wird nicht speziell untersucht.

Um die Kinetik zu untersuchen, muss man sich mit den Einwirkungen näher auseinander setzen. Zwei Fälle sind hierbei zu unterscheiden: Rückrechnung eines effektiven und Berechnung eines potentiellen Bruchkörpers. Im ersten Fall sucht man die Scherfestigkeitsparameter anhand eines identifizierten Ereignisses einzugrenzen, um sie im zweiten Fall für die beiden Bruchkörper anzuwenden*.

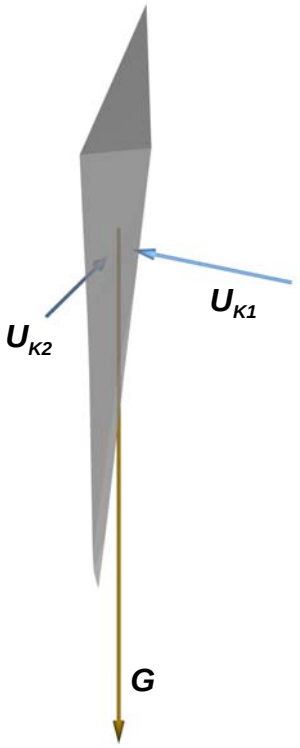


Abb. 13.14 Einwirkungen auf den effektiven Bruchkörper von Abb. 13.8:
- Eigengewicht $\boldsymbol{G}$
- Wasserkräfte $\boldsymbol{U}_k$

13.4.3 Berechnungen

Rückrechnung eines effektiven Bruchkörpers

Die in der Felsböschung erkennbaren Spuren früherer Instabilitäten lassen keinen Schluss auf die ursprünglichen Auslöser zu. Als Ursachen für die Überwindung des Scherwiderstandes in der Kontaktfläche der effektiven Bruchkörper kommen neben zu hohen Einwirkungen (z.B. Eigengewicht, Wasserdruck, Erdbebenlast) auch eine Verminderung der Scherfestigkeit, eine lokale Änderung der Geometrie der Felsoberfläche (Prallhang) oder eine Kombination verschiedener Faktoren in Frage.

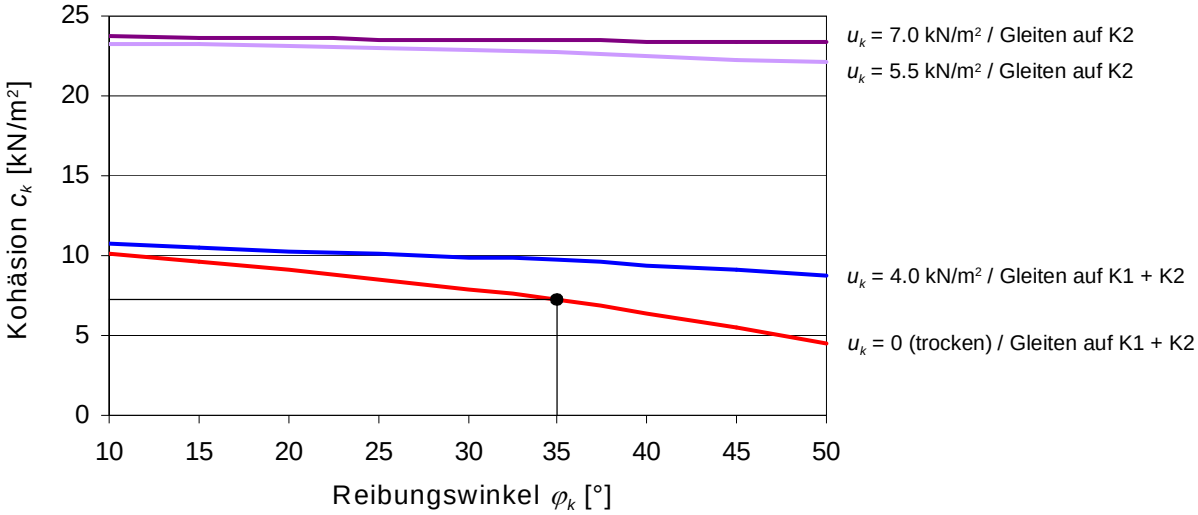


Abb. 13.15 Parameterrückrechnung für den effektiven Bruchkörper von Abbildung 13.14. Unter der Annahme, dass der effektive Bruchkörper ohne Wasserkraft in der Kontaktfläche instabil wäre (u_k = 0), stellt der Punkt bei einem angenommenen Reibungswinkel von φ_k = *35°* eine obere Grenze für die Kohäsion c_k in der Kontaktfläche dar – in diesem Fall 7.2 kN/m^2.

* *„… for natural failures represent giant „test specimens.“ Due to the unknown importance of scale effects, it is far more suitable to rework field data using an appropriate model than to attempt a program of field tests, although the latter will also be useful to check assumptions and specific geological structures not represented in case histories“* [13.4].

Um die Abhängigkeit des Sicherheitsfaktors von den Scherfestigkeitsparametern und dem Wasserdruck an einem konkreten Beispiel zu untersuchen, wurde der in Abbildung 13.8 aufgeführte Bruchkörper modelliert. Bei der Parameterrückrechnung beschränkten wir uns vorerst auf die alleinige Wirkung des Eigengewichts ***G***, das sich aus dem Bruchkörpervolumen und dem Raumgewicht ($\gamma = 27$ kN/m^3) bestimmt. Anschliessend setzte man in beiden Kontaktflächen einen mittleren Wasserdruck u_k von 4 kN/m^2, 5.5 kN/m^2 und 7 kN/m^2 an. Für einen Sicherheitsfaktor von 1 wurde die notwendige Kohäsion c_k für verschiedene Reibungswinkel φ_k berechnet und der funktionale Zusammenhang in Abbildung 13.15 dargestellt. Jeder Punkt dieser Kurve stellt eine mögliche Kombination der Scherfestigkeitsparameter c_k und φ_k in der Kontaktfläche für den Zustand des Grenzgleichgewichts dar. Bis zu einem Wasserdruck von 4 kN/m^2 verschiebt der Bruchkörper entlang der Schnittgeraden, dann entlang der Kluftschar 2. Bei einem Wasserdruck von über 7 kN/m^2 verschwindet der Einfluss der Reibung.

Untersuchung zweier potentieller Bruchkörper im Bereich des Brückenauflagers

Die rechnerische Untersuchung der beiden potentiellen Bruchkörper A und B geht von $\varphi_k = 35°$ und $c_k = 7.2$ kN/m^2 für beide Kluftscharen aus. Das Wertepaar entspricht dem in Abbildung 13.15 eingezeichneten Punkt, der im trockenen Fall für den angenommenen Reibungswinkel eine obere Grenze für die Kohäsion darstellt. Er handelt sich insofern um eine vernünftige Annahme als:

- $c_k \neq 0$ für sehr grosse Kontaktflächen (schon geringe Materialbrücken ergeben eine solche Kohäsion angesichts der grossen Fläche).
- $u_k \neq 0$ (wegen der steilen Hangmorphologie ist mit Wasserdrücken zu rechnen).
- Wegen *Kippen* könnte ein Zugbruch eintreten (nicht überprüft).

Folgende Lastfälle werden behandelt:

- *Eigengewicht* ***G****:* Das in Abbildung 13.16 im Schwerpunkt angreifende Eigengewicht ***G*** entspricht dem Produkt aus dem jeweiligen Bruchkörpervolumen und dem Raumgewicht ($\gamma = 27$ kN/m^3). Es beträgt 589 MN für A und B 323 MN für B.

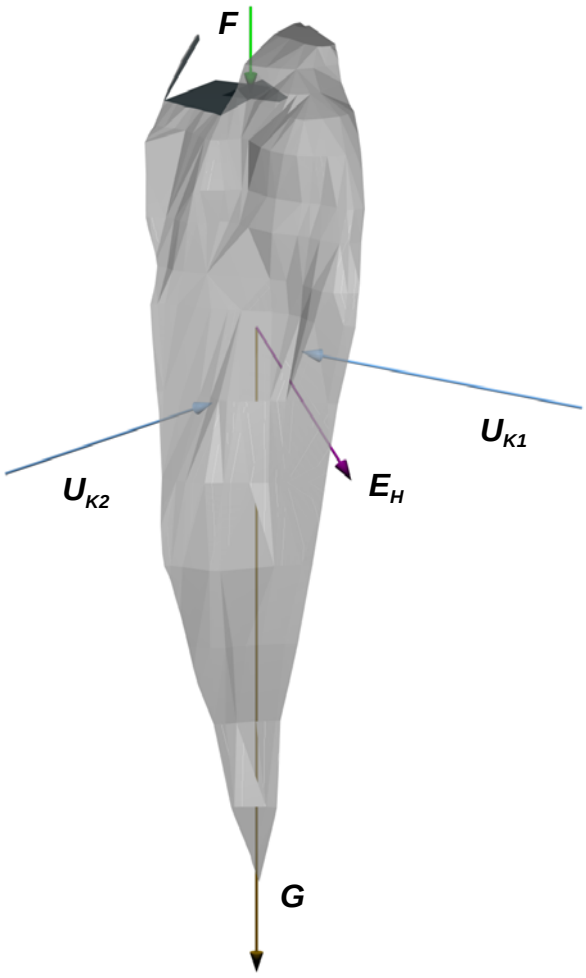


Abb. 13.16 Die am potentiellen Bruchkörper A (ohne Fundamentkörper) angreifenden Lastgrössen in skalierter Darstellung:
- Eigengewicht ***G***
- Fundamentlast ***F***
- Wasserkräfte $\boldsymbol{U}_k$
- Horizontale Erdbebenersatzlast $\boldsymbol{E}_H$

- *Eigengewicht* $\boldsymbol{G}$ + *Fundamentlast* $\boldsymbol{F}$*:* Die Fundamentlast entstammt einer Vorstatik für die Brücke, gemäss welcher im vorderen Teil des Fundamentkörpers Vertikalkräfte im Betrag von rund 67 MN auf den Untergrund aufgebracht werden (Abb. 13.16, Grundkonzept: Abb. 13.19 b). Dies entspricht rund 11 % bzw. 21 % des Eigengewichts der beiden potentiellen Bruchkörper A bzw. B.
- *Eigengewicht* $\boldsymbol{G}$ + *Fundamentlast* $\boldsymbol{F}$ + *Wasserkräfte* $\boldsymbol{U}_k$*:* Ausgehend vom oberen Durchstosspunkt der Schnittlinie mit der Felsoberfläche setzte man für den Wasserdruck eine hydrostatische Zunahme bis zur halben Schnittlinienlänge an, anschliessend eine lineare Abnahme bis zum unteren Durchstosspunkt. Für den Bruchkörper A wurde ein mittlerer Wasserdruck $u_{K1,K2}$ von 225 kN/m^2, für B einen solchen von 144.5 kN/m^2 berechnet (Abb. 13.16).
- *Eigengewicht* $\boldsymbol{G}$ + *Fundamentlast* $\boldsymbol{F}$ + *Horizontale Erdbebenersatzlast* $\boldsymbol{E}_H$ (Abb. 13.16): Die horizontale Komponente der Erdbebenlast wurde mit einer Ersatzkraft von $\boldsymbol{E}_H = 0.2\ \boldsymbol{G}$ sowie $0.5\ \boldsymbol{G}$ bei variablem Azimut angesetzt. Diesem Lastfall kommt insofern eine besondere Bedeutung zu, als das Untersuchungsgebiet in einem bekannten Erdbebengebiet liegt. Davon zeugen die überall sichtbaren Schäden des letzten Ereignisses an der Bausubstanz von Muro Lucano.
- *Eigengewicht* $\boldsymbol{G}$ + *Fundamentlast* $\boldsymbol{F}$ + *Horizontale Erdbebenersatzlast* $\boldsymbol{E}_H$ + *Vertikale Erdbebenersatzlast* $\boldsymbol{E}_V$*:* In diesem Fall wurde die horizontale Komponente der Erdbebenlast mit einer Ersatzkraft von $\boldsymbol{E}_H = 0.2\ \boldsymbol{G}$, die vertikale Komponente mit $\boldsymbol{E}_V = 0.2\ (\boldsymbol{G} + \boldsymbol{F})$ nach oben resp. nach unten angesetzt.

13.4.4 Ergebnisse

Die geotechnischen Gegebenheiten in der linken Talflanke werden bezüglich der Stabilität aufgrund der Untersuchungen an den zwei beschriebenen Bruchkörpern wie folgt beurteilt:

- *Eigengewicht* $\boldsymbol{G}$*:* Der Sicherheitsfaktor für den potentiellen Bruchkörper A beträgt 1.13, jener für B 1.95. Die Translation erfolgt in Richtung der Schnittgeraden. Der tiefe Sicherheitsfaktor von A für den trockenen Fall belegt, dass die Kohäsion in der Tat im angenommenen Bereich liegen muss.
- *Eigengewicht* $\boldsymbol{G}$ + *Fundamentlast* $\boldsymbol{F}$*:* Der Einfluss der Fundamentlast – sie beträgt nur 11 % (Bruchkörper A) bzw. 21 % (B) von $\boldsymbol{G}$ – ist sehr gering, vermindert sich doch der Sicherheitsfaktor nur um rund 1% auf 1.11 (für A) resp. 1.93 (für B). Die Verschiebungsrichtung wird durch die Fundamentlast nicht beeinflusst.
- *Eigengewicht* $\boldsymbol{G}$ + *Fundamentlast* $\boldsymbol{F}$ + *Wasserkräfte* $\boldsymbol{U}_k$*:* In Abbildung 13.17 sehen wir ein Diagramm für die vier Grössen potentieller Bruchkörper, Sicherheitsfaktor, Wasserdruck u_k und Bewegungsmechanismus. Die Variation des mittleren Wasserdrucks erfolgte in Schritten von 20 kN/m^2 und endete bei 220 kN/m^2 (Bruchkörper A) bzw. 140 kN/m^2 (B), wobei der Sicherheitsfaktor zwischen 1.11 und 0 (A; 0 wegen Abheben) resp. 1.93 und 0.82 (B) liegt. Beim Bruchkörper A entfällt ab einem Wasserdruck von 140 kN/m^2 die stabilisierende Wirkung beim Abgleiten auf zwei Ebenen. Die Translation erfolgt nun auf einer Ebene und ändert mit zunehmendem Wasserdruck die Gleitrichtung von 235°/51° nach 244°/42°, bis Abheben eintritt. Es ist offenkundig, dass der in den Kontaktflächen wirkende Wasserdruck den Betrag des Sicherheitsfaktors massgeblich bestimmt. So genügt beim Bruchkörper A bereits ein mittlerer Wasserdruck von knapp über 20 kN/m^2, dass die Sicherheit unter 1.0 fällt.

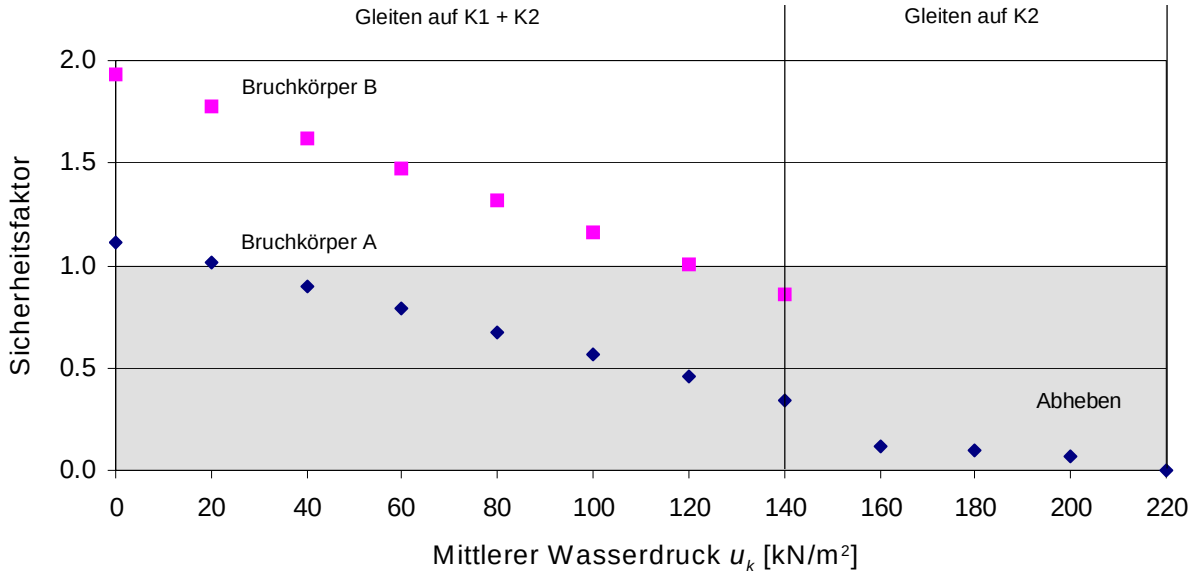


Abb. 13.17 Einfluss des mittleren Wasserdrucks u_k auf den Sicherheitsfaktor und den Bewegungsmechanismus. Ein Wasserdruck von 10 kN/m^2 entspricht 1 m Wassersäule.

- *Eigengewicht* ***G*** + *Fundamentlast* ***F*** + *Horizontale Erdbebenersatzlast* $\boldsymbol{E}_H$*:* In Abbildung 13.18 sind die Ergebnisse von Berechnungen dargestellt, welche den Einfluss eines Erdbebens auf den Sicherheitsfaktor der beiden Bruchkörper zum Ausdruck bringen. Die Linien stellen den Sicherheitsfaktor in Funktion der Azimuts der horizontalen Erdebenersatzlast $\boldsymbol{E}_H$ für eine Beschleunigung von 0.2 ***g*** und 0.5 ***g*** dar. Die minimalen Sicherheitsfaktoren für ein Azimut von 235° liegen bei 0.40 (Bruchkörper A bei 0.5 ***g***) und 0.78 (0.2 ***g***) resp. bei 0.86 (B bei 0.5 ***g***) und 1.40 (0.2 ***g***).

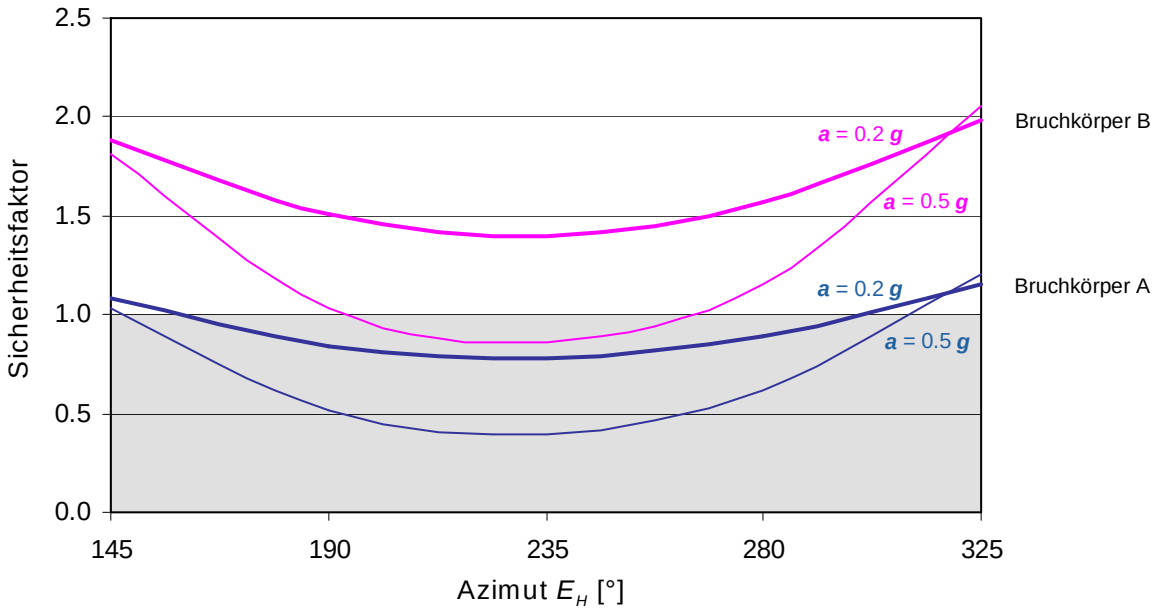


Abb. 13.18 Einfluss der Richtung der horizontalen Komponente der Erdbebenlast auf den Sicherheitsfaktor für eine Beschleunigung von 0.2 ***g*** und 0.5 ***g***.

- *Eigengewicht* $\boldsymbol{G}$ + *Fundamentlast* $\boldsymbol{F}$ + *Horizontale Erdbebenersatzlast* $\boldsymbol{E}_H$ + *Vertikale Erdbebenersatzlast* $\boldsymbol{E}_V$*:* Die nach oben gerichtete vertikale Komponente der Erdbebenlast reduziert den Sicherheitsfaktor bei 0.2 $\boldsymbol{g}$ von 0.78 auf 0.71 (A) resp. von 1.40 (B) auf 1.31. Setzt man die Komponente in entgegengesetzter Richtung an, so erhöht sich die Sicherheit von 0.78 auf 0.82 (A) bzw. von 1.40 auf 1.46 (B).

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass im vorliegenden Fall der Form und Grösse des potentiellen Bruchkörpers eine entscheidende Bedeutung zukommt. Im einen Fall (Bruchkörper A) war die rechnerische Sicherheit kaum, im anderen (Bruchkörper B) fast durchwegs gegeben. Die Untersuchungen belegen somit die Notwendigkeit weitergehender Untersuchungen zu den Trennflächeneigenschaften. Dessen ungeachtet können jedoch erste Überlegungen zum Entwurf eines geeigneten Fundationskonzepts vorgenommen werden.

13.5 Fundationskonzept

Das Felsfundament muss eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen und übermässige Verformungen aufweisen. Wie aber können diese Anforderungen im vorliegenden Fall erfüllt werden? Abbildung 13.19 gibt darüber Auskunft: Die oben dargestellte Einspannung (a) lässt sich durch einen einfachen Balken mit zwei kurzen Kragarmen erzielen, deren Vertikal- und Horizontalbewegungen man an den Enden verhindert (b, c). In Abbildung 13.19 b) kommen dafür Zugstangen zum Einsatz. Einen anderen Lösungsansatz verfolgt Abbildung 13.19 c): Hier gebietet je ein im Untergrund verankerter Block den Aufwärts- und Längsbewegungen der

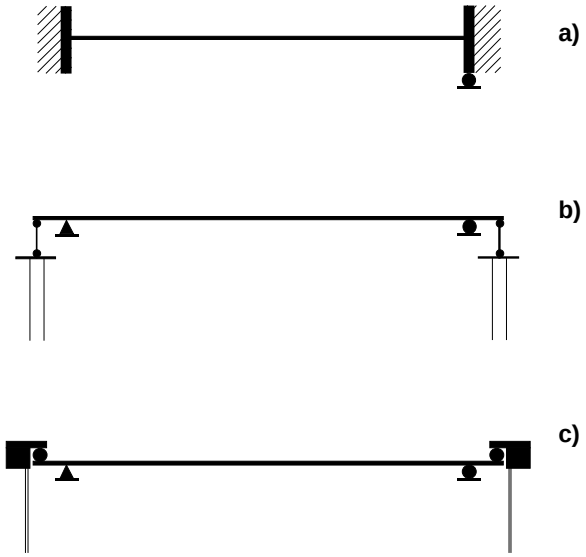


Abb. 13.19 Schematisch dargestellte Lösungsansätze: a) Einspannung, b) Zugstangen, c) Betonblöcke an beiden Auslegern.

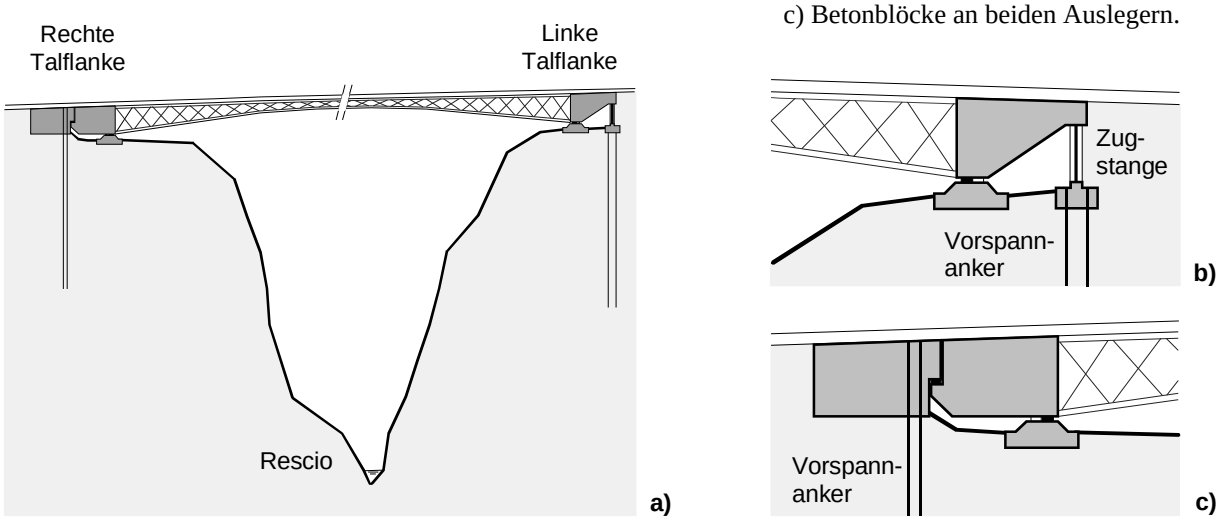


Abb. 13.20 Konkretisierung der Lösungsansätze: a) Übersicht, b) Zugstangen, c) Betonblöcke.

Kragarme Einhalt. Eine weitere, hier nicht dargestellte Lösung bestünde in der beidseitigen Anordnung von Gegengewichten in Form von rund 20 m langen, 9.5 m hohen Betonkästen. All diese Konzepte sind technisch machbar und stützen die Brücke wie einen eingespannten Balken, der Horizontalbewegungen infolge Temperaturänderungen zulässt. FE-Berechnungen an einem homogen-isotropen Modell haben zudem ergeben, dass sich die befürchteten Schwierigkeiten mit dem verformbaren Untergrund in Grenzen halten, sofern lokal keine nachgiebigeren Bereiche vorkommen. Die Umsetzung der Lösungsansätze erfolgt in enger Zusammenarbeit mit den Brückeningenieuren. Zwei Vorschläge für die konstruktive Gestaltung sind in Abbildung 13.20 skizziert.

Es liegt auf der Hand, dass man bei der Durchbildung der Brückenfundamente auf die Eigenheiten des Untergrundes Rücksicht nimmt. Folgende Faktoren sind dabei in die Überlegungen miteinzubeziehen:

- *Sondierungen:* Gegen unliebsame Überraschungen knapp unterhalb der Gründungsfläche (Karstphänomene, gefüllte Trennflächen etc.) sollten je vier bis sechs kurze Sondierbohrungen abgeteuft werden. Andernfalls sind systematische Injektionen vorzusehen oder die Kräfte tiefer einzuleiten.
- *Injektionen:* Der Bereich unterhalb der Gründungsfläche sollte vor dem Aushub mit geringem Druck injiziert werden, wodurch die Verformbarkeit örtlich abnimmt. Dies reduziert die Setzungen infolge Eigengewichts vor dem Zusammenschluss der Brücke (Freivorbau).
- *Einbettung:* Es wird vorgeschlagen, die Brückenfundamente in je einem An- resp. Einschnitt zu betonieren. Sie sind damit auf grössere Distanz kaum mehr zu erkennen, so dass die natürliche Schönheit der Landschaft nur geringfügig beeinträchtigt wird.
- *Abtrag:* Auflockerungserscheinungen nahe der Baugruben können durch ein schonendes Lösen des Gebirges vermindert werden (Einsatz von Hydraulikhammer, Teilschnittmaschine etc.).
- *Anker:* Der stark erschwerten Zugänglichkeit der steilen Talflanken wird Rechnung getragen, indem allenfalls erforderlich vollvermörtelte Anker (ohne Ankerplatte) zur Stabilisierung einzelner potentieller Bruchkörper von der Gründungsfläche aus erstellt werden. Für die Aufnahme der Zugkräfte am Ende der Brückenausleger sind korrosionsfeste Vorspannanker vorzusehen, wovon ein bestimmter Prozentsatz überprüfbar sein muss.
- *Nachstellmöglichkeit:* Im Hinblick auf mögliche Setzungen sind bei der konstruktiven Durchbildung Ansetzpunkte für Kompensationselemente (Freyssinet-Druckkissen) und nachstellbare Lager einzuplanen.
- *Überwachung:* Die beidseitige Installation eines präzisen Messinstrumentes zur Erfassung der Kurz- und Langzeitverformungen im Untergrund ist vor dem Bau einzuplanen.

13.6 Schlussfolgerungen

Der augenfällige Entwurf der neuen Brücke Pianello setzt eine umsichtige Durchbildung ihrer Fundation voraus. Die Grundidee der schlanken Verbundkonstruktion besteht darin, dass Brücke und Felsfundament eine strukturelle Einheit bilden, die sich harmonisch in die geschützte Landschaft einfügt. Eine sorgfältige Erkundung des Untergrundes mittels Sondierbohrungen und Feldaufnahmen hat ergeben, dass sich der Gründungskörper des Voutenträgers für die Aufnahme der angesetzten Kräfte eignet: So konnte die eingehende Prüfung des Gefüges kei-

nerlei Anhaltspunkte auf unlösbare Probleme hinsichtlich Stabilität oder Verformbarkeit aufdecken. Obschon der Fels Schichtflächen und Kluftscharen aufweist, ist seine mittlere Festigkeit hoch. Dies belegen die steilen natürlichen Böschungen entlang der Talflanken. Die im Hinblick auf Setzungen und Verdrehungen der Fundation massgebende Verformbarkeit lässt sich durch lokales Injizieren von offenen Trennflächen kompensieren.

Die felsmechanische Analyse hat zu einer Reihe konzeptueller Entwürfe geführt. Sie weisen dem Brückenbauer den Weg für weitere konstruktive Studien. Hierbei gilt es zu beachten, dass erst nach Festlegung des definitiven Fundationskonzeptes die am Felsuntergrund angreifenden Einwirkungen bestimmt und die Frage nach der Stabilität der Fundamente abschliessend beantwortet werden kann.

Im Rahmen des Fallbeispiels hat sich AutoBlock als leistungsfähiges Werkzeug für die Ingenieurpraxis präsentiert. Dank Automatisierung und speziell zugeschnittenen Visualisierungshilfsmitteln ist es nunmehr möglich, statische Untersuchungen rasch durchzuführen. Der Automatisierung kommt dabei ein hoher Stellenwert zu: Ihr Vorteil liegt nicht nur im kleineren manuellen Aufwand, sondern vor allem in der Gewährleistung, dass die für die Stabilität kritischen Bereiche im Untersuchungsgebiet auch wirklich erkannt werden. Daneben bietet die Verbindung von CAD und der Grenzgleichgewichtsmethode einen weiteren Vorteil: Man kann die exakte Lage, Form und Grösse eines Bauwerkskörpers in Bezug auf potentiell instabile Felskörper auf einfache Weise optimieren.

14 Felsfundation Staumauer Valle di Lei

Die Talsperre Valle di Lei (Abb. 14.1) südlich von Andeer ist das Kernstück der **K**raftwerke **H**inter**r**hein AG, Thusis. Sie staut den Reno di Lei auf einer Länge von 8 km ein und hält 197 Mio. m^3 Wasser für die Energieproduktion zurück. Die Bogenmauer wurde ursprünglich auf italienischem Gebiet erbaut, gelangte aber nach ihrer Kollaudation durch einen staatsvertraglich geregelten Abtausch auf schweizerisches Territorium [14.1][14.2]. In Italien verblieben das Staubecken und das direkte Einzugsgebiet, aus dem rund ein Drittel des Wassers stammt. Der Rest wird aus den benachbarten Tälern Avers, Madris und Niemet zugeleitet oder von der Zentrale Ferrera hoch gepumpt. Die Fertigstellung der Talsperre erfolgte 1961.

1984/85 wurde im Felsfundament ein Drainageschleier erstellt. Sechs Jahre später gab die KHR – vertreten durch das IBA – ein Gutachten in Auftrag, das sich mit der Sicherheit hinsichtlich möglicher Gleiterscheinungen in der Felsfundation auseinandersetzte [14.3]. Bei diesen Untersuchungen sollten im Besonderen die Auswirkungen der vorhandenen flächenhaften Drainage berücksichtigt werden. Die im Rahmen der Arbeiten gewonnenen Erkenntnisse bildeten eine willkommene Grundlage zur Anwendung von AutoBlock. Hierbei will man das bisher erläuterte Vorgehen noch einmal exemplarisch aufzeigen sowie anhand von Berechnungsresultaten kontrollieren, ob das Programm in der Lage ist, der ursprünglich angestrebten Zielsetzung zu genügen.

Abb. 14.1 Ansicht der Staumauer Valle di Lei mit Stausee und luftseitigem Gelände.

14.1 Untersuchungsgebiet

14.1.1 Sperrstelle

Die *Topographie* an der Sperrstelle (1800 m ü.M.) zwischen dem Piz dil Crot und dem Passo del Scengio ist durch flache Hänge gekennzeichnet (Abb. 14.2). Der Talquerschnitt nähert sich einem gleichschenkligen Dreieck von 135 m Höhe und 550 m Breite (Höhe Mauerkrone) [14.4]. Das Verhältnis Höhe zu Länge beträgt rund 1:4 und liegt bereits nahe an der Grenze des für Bogenmauern noch günstigen Verhältnisses. Das Gefälle der Talsohle ist gering.

Der *Untergrund* besteht aus Fest- und Lockergestein, wobei die Felsoberfläche luftseits der Mauer nur vereinzelt zu Tage tritt (Abb. 14.3). Im Bereich der Fundationsfläche wird das Korngefüge von Chlorit-Serizitgneis und Glimmerschiefer, das Trennflächengefüge von der Schieferung S und vier Kluftscharen K_1 – K_4 beherrscht. Ihre Raumstellung geht aus Abbildung 14.4 hervor. Mit Ausnahme von S, K_1 und K_2 ist nirgends mit Trennflächen grosser Er-

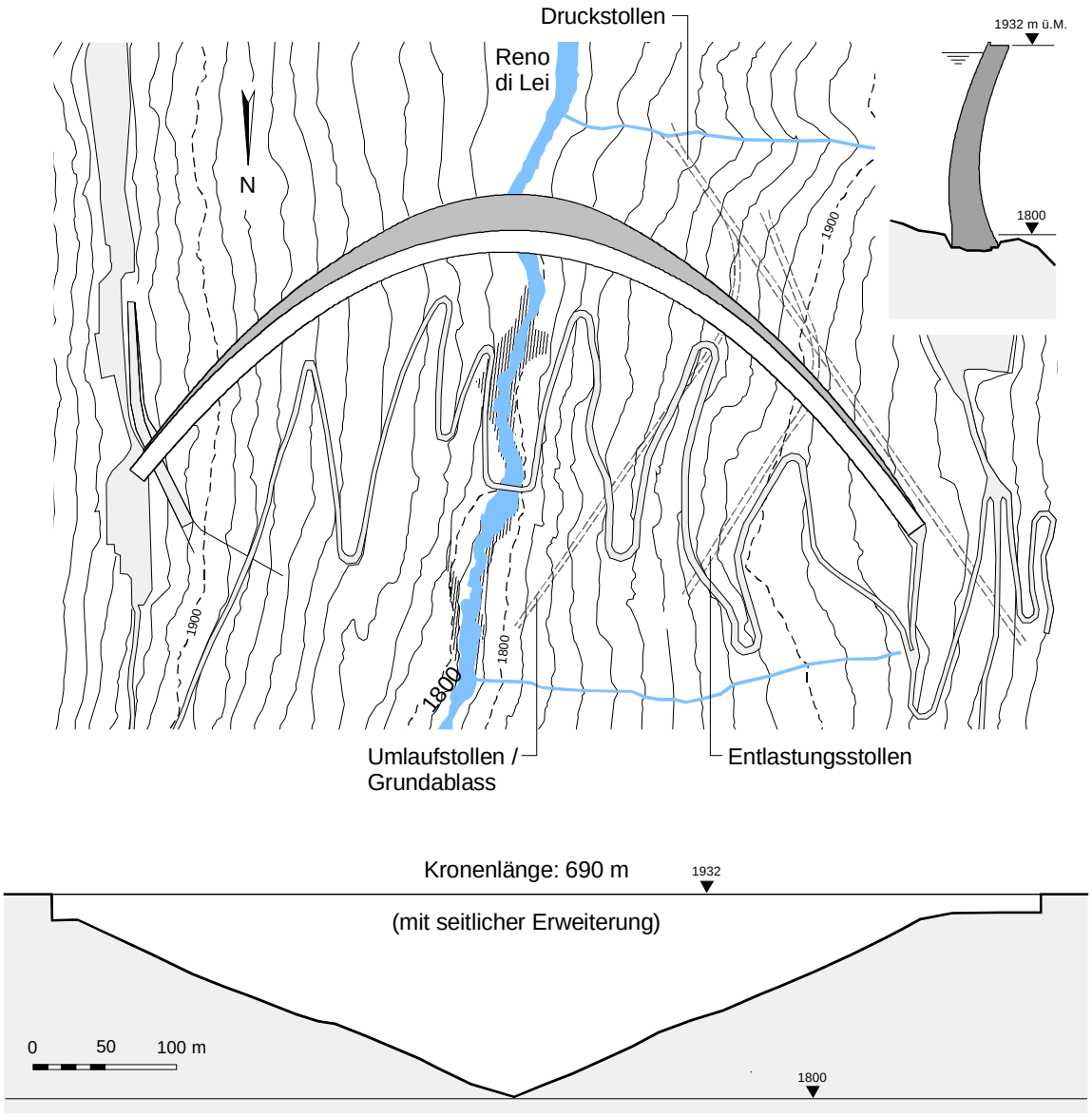


Abb. 14.2 Situation, luftseitige Ansicht (Abwicklung) und Querprofil der Staumauer Valle di Lei.

Abb. 14.3 Aufschluss an der luftseitigen linken Talflanke.

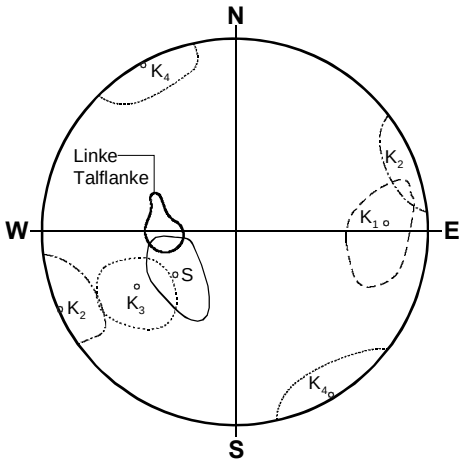


Abb. 14.4 Darstellung der Umhüllenden aller Pole pro Trennflächenart in der Lagenkugel [14.3].

streckung (selten > 50 m) oder gar Störzonen zu rechnen [14.3]. Im linken Widerlager machten einst Anzeichen einer leichten Versackung den Vortrieb von zwei rund 45 m langen Sondierstollen notwendig [14.5][14.6]. Der dabei gewonnene Einblick liess indes auf einen ausreichend guten Fels schliessen. Die rechte Talflanke und der Talweg mit ihren durchwegs günstigen Fundationsverhältnissen gaben bisher zu keinerlei Bedenken Anlass. Die allgemein grosse Dichtigkeit des Felsuntergrundes ist ein Hinweis für das Fehlen von ausgedehnten, zusammenhängenden und offenen Trennflächen.

14.1.2 Bauwerk

Der *Sperrenkörper* in Form einer Kuppelmauer ($C \approx 24$, 862'000 m^3 Beton) wurde 1958 bis 1960 errichtet [14.7][14.8]. Er weist eine maximale Höhe von 141 m und eine Kronenlänge von 642 m auf ($L/H = 4.55$). Die Dicke beträgt rund 28.10 m (Fuss) bzw. 15 m (Krone). Statisch hätte eine Kronenbreite von 7 m ausgereicht, doch sprachen militärische Gründe dagegen. Die Fugen in 12 m Abstand wurden mit Beton verfüllt und ausinjiziert [14.9]. Im Osten befindet sich in der Verlängerung der Mauerachse eine 30 m lange Kernmauer, im Westen eine Hochwasserentlastung. Der Stauspiegel schwankt zwischen 1830 m (Senkungsziel) und 1931 m ü.M. (Stauziel). Der erste Vollstau erfolgte im Herbst 1962.

Die *Gründungsfläche* folgt weitgehend der natürlichen Felsoberfläche. Auf der linken Widerlagerseite musste die Mauer wegen starker Auflockerung tiefer fundiert werden.

Die *bautechnischen Massnahmen* umfassen Tiefen- und Kontaktinjektionen sowie Drainagen. Zur Abdichtung führte man um 1960 Tiefeninjektionen von rund 75 m Länge aus. Die Bohrungen wurden in einer Reihe mit 2.5 m Abstand abgeteuft und im Durchschnitt mit 92 kg Zement pro Laufmeter verpresst [14.10]. Die Kontaktinjektionen sind maximal 30 m, die fächerförmig angeordneten Drainagebohrungen bis ca. 70 m lang.

Die *unterirdischen Hohlräume* umfassen einen Umlaufstollen (Grundablass), einen Überleit- sowie einen Druckstollen (alle im linken Widerlager; Abb. 14.2). In der rechten Talflanke stellt ein Strassentunnel oberhalb der Mauerkrone den Zugang zur Stauanlage sicher.

14.2 Vorgeschichte

Das in der Einleitung erwähnte Gutachten zur Stabilität der Felsfundamente hatte die Ermittlung und Gleitsicherheit von potentiellen Bruchkörpern zum Thema [14.3]. Konkret war abzuklären, ob einzelne Felspakete im Gründungskörper infolge ungünstiger Orientierung einzelner Trennflächen bei einem hohen Wasserdruck entlang der Kontaktfläche eine hinreichende Sicherheit gegen Abgleiten aufwiesen. Diese Beurteilung beruhte auf folgenden Annahmen:

- *Kinematik:*
  - *Bruchkörperform:* Maximal 3 Trennflächen unterschiedlicher Scharen, wobei alle Raumstellungen in jeder Variation miteinander kombiniert, alle möglichen Schnittgeraden ermittelt und auf ihre Lage und Richtung bezüglich dem Sperrenkörper geprüft wurden.
  - *Bruchkörpergrösse:* Keine Einschränkungen.
  - *Bruchmechanismus:* Nur Gleiten.
- *Einwirkungen:*
  - *Lasten:* Das Eigengewicht der pot. Bruchkörper ermittelte man anhand einer vereinfachten Geländeoberfläche. Die Fundamentlasten stellte der Projektverfasser zur Verfügung.
  - *Erdbeben:* Blieb unberücksichtigt
  - *Wasser:* Der im ungünstigsten Fall (vertikaler Zugriss) auf die Ablöseflächen der pot. Bruchkörper beim oberwasserseitigen Mauerfuss wirkende Wasserdruck wurde entsprechend der vollen Stauhöhe angesetzt. Der mittlere Wasserdruck in den Gleitflächen wurde parametrisch untersucht: Von $u = 0$ bis zu jenem Wert, bei welchem die Kontaktspannung verschwindet und der Bruchkörper abzuheben beginnt. In diesem Zustand verschwindet der Reibungswiderstand.
- *Festigkeit:* Insgesamt führte man 3 einachsige Druckversuche, 4 Triaxialversuche mit kontinuierlichen Bruchzuständen und 6 direkte Scherversuche durch. Sie bezweckten die Bestimmung der einachsigen Druckfestigkeit, der triaxialen Höchst- und Restfestigkeitsparameter sowie der Scherparameter der Gesteinsproben [14.11][14.12]. Für die Abschätzung der Scherparameter wurden die unteren Werte der Restfestigkeiten der Triaxialversuche und jene der direkten Scherversuche verwendet ($\varphi \sim 25°$, $c = 0 \div 700$ kN/m^2) [14.3].
- *Sicherheitsdefinition:* Deterministischer Globalsicherheitsfaktor (S_{max}/S).
- *Untersuchungsmethode:* Grenzgleichgewichtsmethode mit analytischem Berechnungsmodell nach KOVÁRI & FRITZ (1975) [14.13].

Die geologischen und felsmechanischen Untersuchungen ergaben, dass Gleitmechanismen rein kinematisch nur im linken Widerlager möglich sind. Drei relevante potentielle Bruchkörper konnten identifiziert werden, deren Form primär durch die Schieferung und eine Kluftschar gegeben ist (Abb. 14.5). Anhand einer Sensitivitätsanalyse verschiedener Faktoren (z.B. Scherfestigkeit entlang der Gleitflächen, Drainagewirkung, Fundamentlasten) wurde der Nachweis erbracht, dass ausreichend grosse Sicherheitsreserven vorhanden sind. Diese Erkenntnis wird durch zwei augenfällige Fakten gestützt: Zum einen, wenn man die beobachtete Erstreckung der Trennflächen in Relation zu den im Modell angesetzten Kontaktflächen der betrachteten Felskörper bringt, zum andern, wenn man sich darauf besinnt, dass ein wirksamer Drainageschleier den Wasserdruck in den Trennflächen massgeblich reduziert.

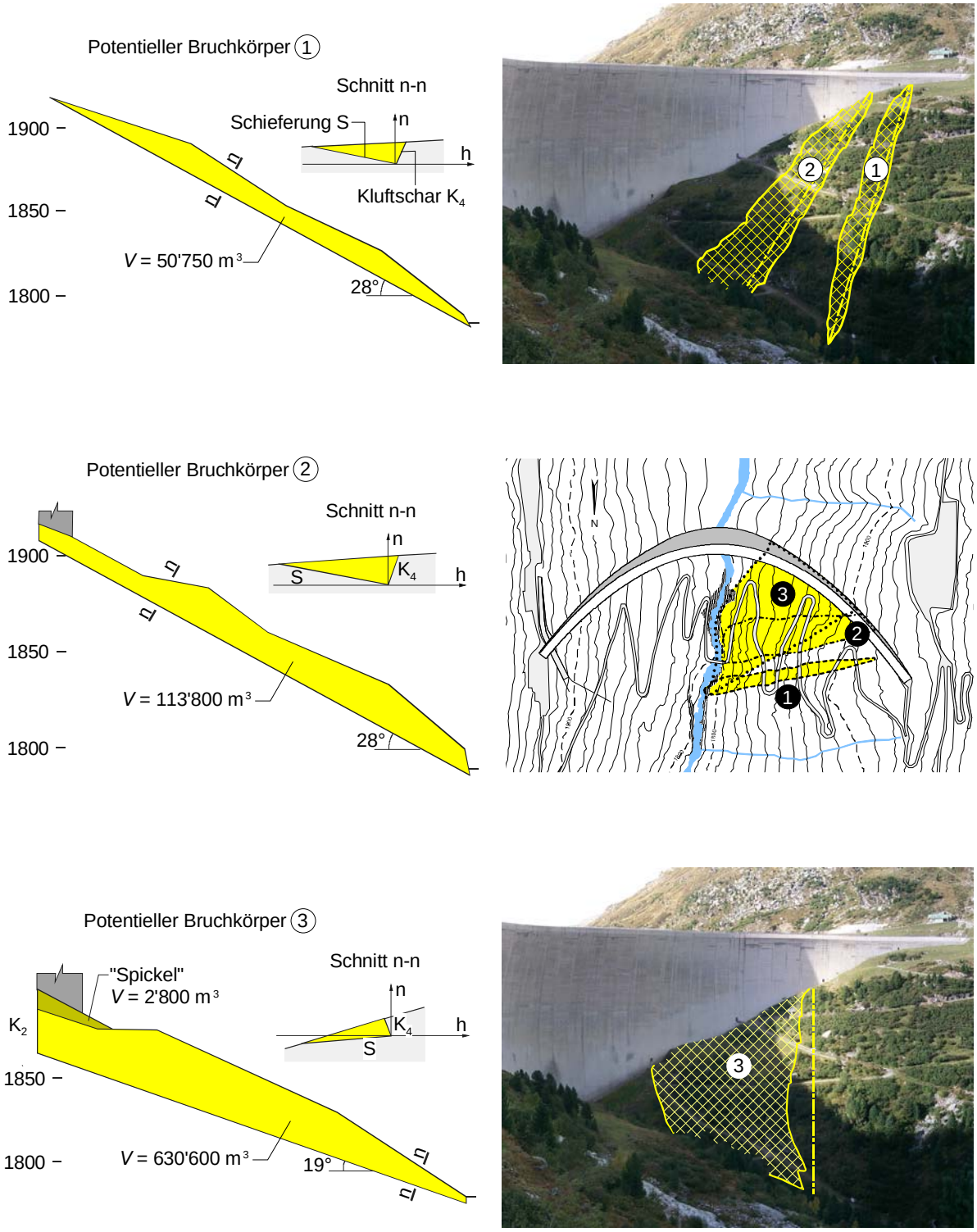


Abb. 14.5 Ergebnis einer methodischen Suche nach massgebenden Gleitmechanismen. Sie erfolgte von Hand, indem Vertikalschnitte in einem Abstand von je 50 m parallel zur jeweiligen Schnittgeraden gelegt wurden. Die Keilform der Felskörper ① und ② geht auf die Schieferung S (Fallazimut/-winkel: 050/30) und die Kluftschar K_4 (150/70) zurück. Der potentielle Bruchkörper ③ ergibt sich durch Verschneidung der Schieferung S (Extremwert: 070/20) mit je einer Trennfläche von K_4 (Extremwert: 150/110) und K_2 (vertikale Ablösefläche). Mit „Spickel“ ist ein Teil des dritten Felskörpers bezeichnet, der bereits für sich einen potentiellen Bruchkörper darstellt [14.3].

14.3 Digitales Geländemodell

14.3.1 Flächenmodell

Die *Datenerfassung* für das Geländemodell beschränkte sich im vorliegenden Fall auf die Bereitstellung diskretisierter Höhenlinien. Solche können *direkt* dem *DHM25* des Bundesamtes für Landestopographie entnommen oder *indirekt* durch *Digitalisierung* gewonnen werden. Die Sperrstelle von Valle di Lei bietet die Gelegenheit, beide miteinander zu vergleichen.

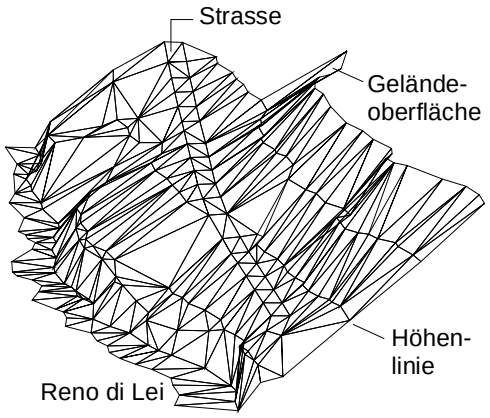


Abb. 14.6 Dreiecksnetz mit Höhenlinien und Bruchkanten (grenzen Strasse und Reno di Lei ab).

Das *DHM25* – das genaueste verfügbare digitale Höhenmodell der ganzen Schweiz – besteht aus einem Basis- und einem Matrixmodell [14.14]. Grundlage für das Basismodell bilden die digitalisierten Höheninformationen der Landeskarte 1:25’000, deren Datensatz Ende 1996 vollständig vorlag (sog. DHM25 Level 1). Aus den Vektoren wurde das Matrixmodell abgeleitet. Nach der photogrammetrischen Erfassung alpiner Hauptbruchkanten passte man die Höhenkurven des Basismodells an und berechnete ein neues Matrixmodell mit einer verfeinerten Interpolationsart (Level 2) [*].

Die *Digitalisierung* von Höhenlinien aus vorhandenen Planunterlagen erfolgte mit einem Trommelscanner. Im Anschluss daran wurden die Stützpunkte entlang der Kurven vor dem Hintergrund des Rasterbilds manuell eingeführt. Durch Einbezug lokaler Bruchkanten suchte man das Modell zu verfeinern bzw. die Übersichtlichkeit zu erhöhen [14.15].

Für die *Datenberechnung* stützte man sich auf das AutoCAD Land Development Desktop Programm. Die Geländeoberfläche wurde mit einem Dreiecksnetz modelliert, das sich für DTM-Oberflächen mit Zwangsseiten besonders eignet (Abb. 14.6). Anhand des Resultats lässt sich anschaulich ein Vergleich zwischen den direkt und indirekt bereitgestellten Höhenlinien anstellen (Abb. 14.7): Erwartungsgemäss führen die vektorisierten Höhenlinien der

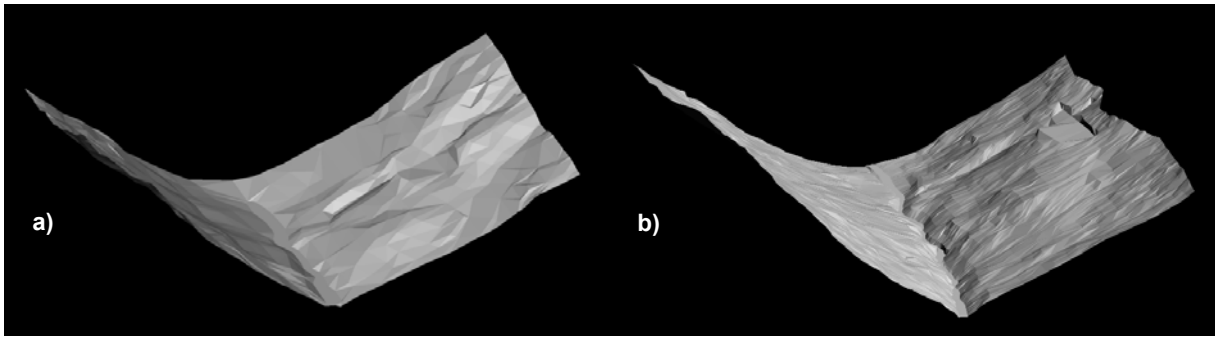


Abb. 14.7 Schattierte Flächenmodelle: a) DHM 25 mit rechteckiger Aussenberandung, b) Digitalisierte Höhenlinien ohne Bruchkanten (Abb. 14.8 mit Bruchkanten).

[*] Bruchkanten sind Speziallinien, welche die spätere Erzeugung von 3DFaces entlang definierter Kanten erzwingen.

Landestopographie zu einem gröberen Abbild. Die Qualitätssteigerung aufgrund der Bruchkanten ist sowohl beim Reno di Lei als auch beim Platz im oberen Teil des linken Widerlagers zu erkennen. Ein nachträglicher Einbezug der Strasse luftseits der Gründungsfläche erleichtert die Orientierung in bedeutendem Masse (Abb. 14.8). Die drei Flächenmodelle belegen, dass jeder Entscheid über Art und Umfang der Datenerfassung von der Genauigkeit abhängt, die zur Lösung der Aufgabenstellung erforderlich ist. Mit zunehmender Detailtreue erhöhen sich die Datenmenge und die Rechenzeiten*.

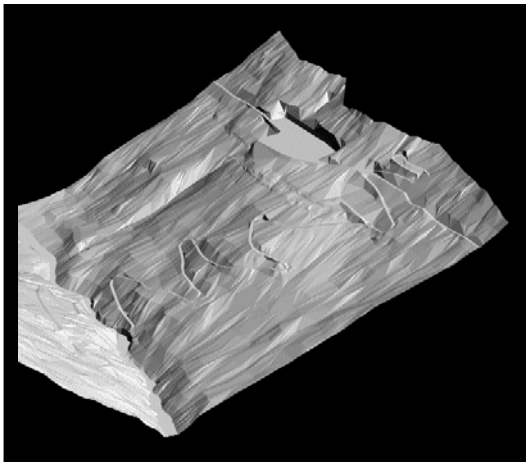


Abb. 14.8 Flächenmodell des linken Widerlagers mit Bruchkanten. Oben erkennt man den Platz, vorne die Strasse, unten den Reno di Lei.

14.3.2 Volumenmodell

AutoBlock importierte das Flächenmodell nach erfolgreicher Durchführung aller Kontrollen und vollzog die Transformation in ein Volumenmodell gemäss den Ausführungen in Kapitel 10.2.3. Für eine einfachere Handhabung konstruierte man drei Modelle: Je ein kleineres der beiden Talflanken sowie ein grösseres des gesamten Untersuchungsgebietes.

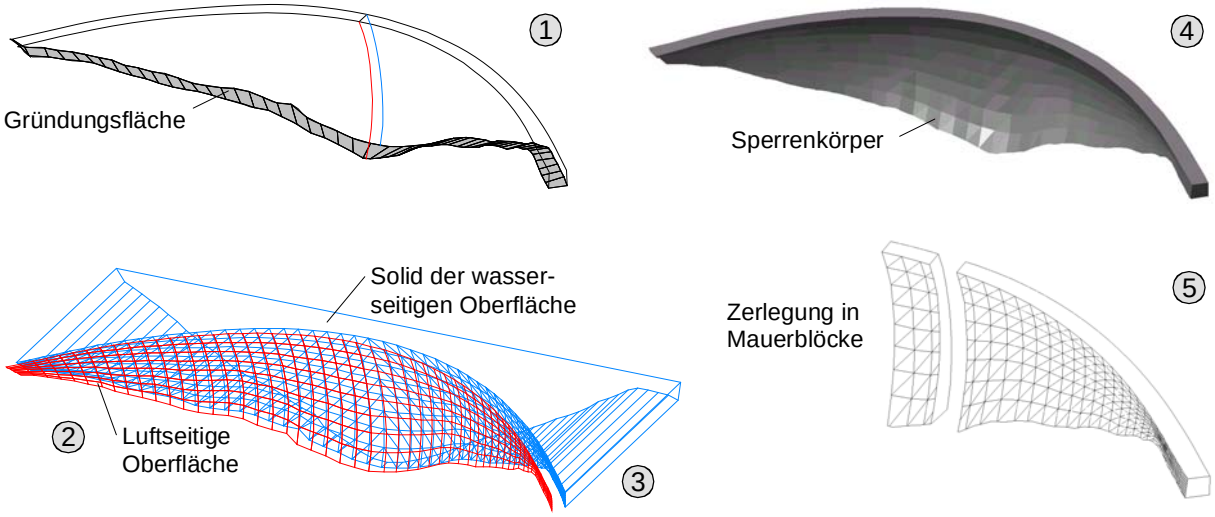


Abb. 14.9 Schematische Darstellung der Konstruktion des Bauwerkskörpers. Ausgehend von der bekannten Geometrie der Gründungsfläche, der Mauerkrone und des -querschnittes ① erstellt man ein Netz für die luft- und wasserseitige Maueroberfläche ②. Nach Konstruktion der zugehörigen Solids ③ und Subtraktion mittels Bool'scher Operationen resultiert das Solid des Sperrenkörpers ④. Es lässt sich wiederum in einzelne Mauerblöcke unterteilen ⑤. Die Darstellungsarten sind: ②/③ Drahtmodell (*wireframe*), ④/⑤ Volumenmodell (*flat shaded* resp. *hidden line*).

---

* *„There are not detailed rules to reduce real geometry into a representative simplified model and a compromise that takes into account the available computer and human resources, as well as the capability of the numerical codes, has to be reached. In this context, it is probably wiser to reduce the complexity of the constitutive models adopted for joint behaviour and to improve the geometrical characterization of the rock to reduce risk of excluding a dominant failure mechanism"* [14.16].

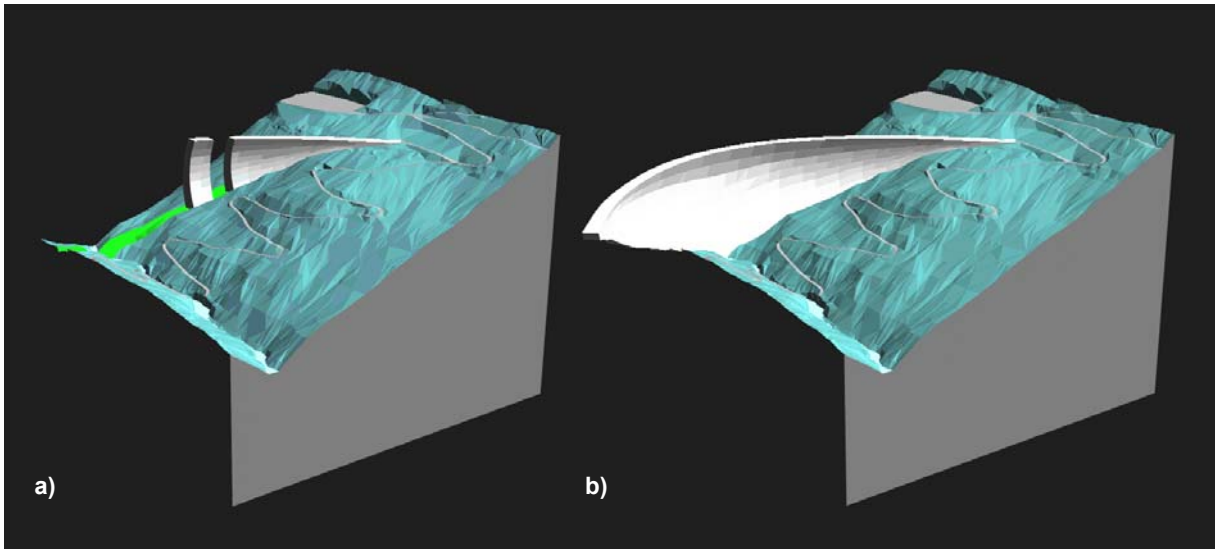


Abb. 14.10 Digitales Geländemodell der linken Talflanke mit Gründungsfläche (grün): a) Mauerblock mit Mauerende, b) Gesamter Sperrenkörper (alles Volumenmodelle).

14.3.3 Bauwerkskörper

Die Modellierung des Bauwerkskörpers begann mit dem Aufbau einer Hilfskonstruktion (Abb. 14.9): So wurden die in Aushubplänen greifbare Geometrie der Gründungsfläche mit geraden Linienstücken, der Verlauf von Mauerkrone und gekrümmtem Profil mit Kreisbögen nachgebildet *(Drahtmodell)*. Die Eckpunkte der quadratischen Gittermaschen in der Gründungsfläche entsprachen jenen der Aufstandsfläche pro Mauerblock. Im Anschluss daran spannte man sowohl auf der luft- als auch auf der wasserseitigen Maueroberfläche ein Netz aus 3DFaces auf *(Flächenmodell)*. Nach Umwandlung in je ein *Volumenmodell* folgte die Subtraktion beider Solids mit Bool'schen Operatoren (Kap. 10.1.2). Der auf diese Weise modellierte Sperrenkörper wurde in die einzelnen Mauerblöcke zerschnitten und ins digitale Geländemodell eingeführt. Abbildung 14.10 zeigt die linke Talflanke mit einer Teil- und einer Gesamtansicht des Sperrenkörpers. Eine Gegenüberstellung von Modell und Realität findet sich in Abbildung 14.11.

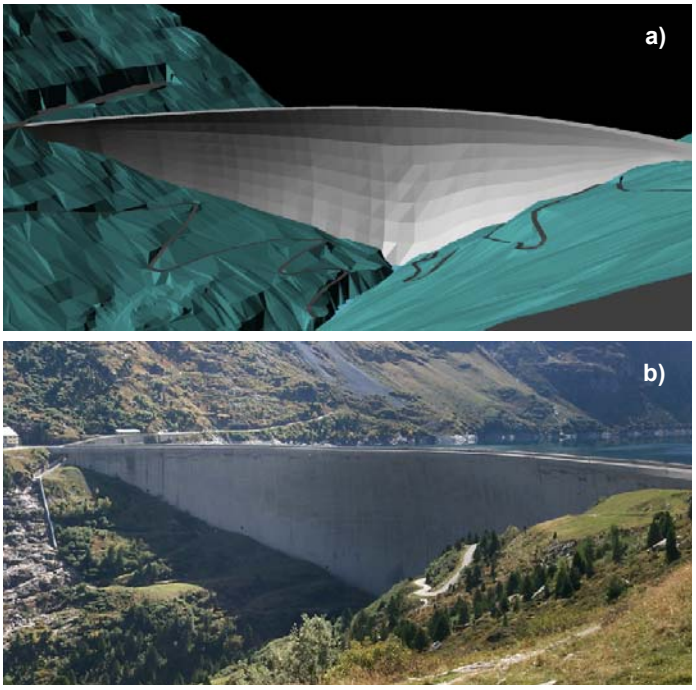


Abb. 14.11 a) Modell und b) Realität gegenübergestellt.

14.4 Bruchkörperanalyse

14.4.1 Form und Grösse

Wie in Kapitel 14.2 dargelegt, wurden im Gutachten von 1991 mehrere potentielle Bruchkörper im linken Widerlager identifiziert (siehe Abb. 14.5). Eine erste AutoBlock-Berechnung im neu konstruierten Geländemodell mit den gleichen Annahmen in Bezug auf die Form und Grösse der Bruchkörper ergab die in Tabelle 14.1 aufgelisteten Ergebnisse. Vergleicht man die von Hand resp. mit AutoBlock bestimmten geometrischen Kenngrössen, so zeigen sich vor allem für den Bruchkörper ③ markante Abweichungen in den Kontaktflächen sowie im Volumen.

In Abbildung 14.12 sind die Ausbisslinien aller kinematisch zulässigen potentiellen Bruchkörper der Form ③ mit unbeschränkter Erstreckung für einen Berechnungsgang ersichtlich.

Tab. 14.1 Vergleich zwischen den im Gutachten [14.3] aufgeführten, von Hand bestimmten Bruchkörpern mit jenen von AutoBlock-Berechnungen (S = Schieferung, $K_{2,4}$ = Kluft der Schar 2, 4).

Kenngrösse	Bruchkörper ①			Bruchkörper ②			Bruchkörper ③		
	Von Hand	AutoBlock	Δ	Von Hand	AutoBlock	Δ	Von Hand	AutoBlock	Δ
Schnittlinie:	287 m	291 m	+ 1 %	256 m	271 m	+ 6 %	270 m	289 m	+ 7 %
Kontaktfläche S:	7'900 m^2	8'269 m^2	+ 5 %	12'200 m^2	11'639 m^2	- 5 %	32'900 m^2	26'894 m^2	- 18 %
Kontaktfläche K_4:	3'500 m^2	3'180 m^2	- 9 %	4'700 m^2	5'157 m^2	+ 10 %	6'800 m^2	7'501 m^2	+ 10 %
Ablösefläche K_2:	-	-	-	112 m^2	198 m^2	+ 77 %	1'900 m^2	2'640 m^2	+ 39 %
Volumen:	50'750 m^3	50'565 m^3	~ 0 %	113'800 m^3	120'781 m^3	+ 6 %	630'600 m^3	394'180 m^3	- 37 %

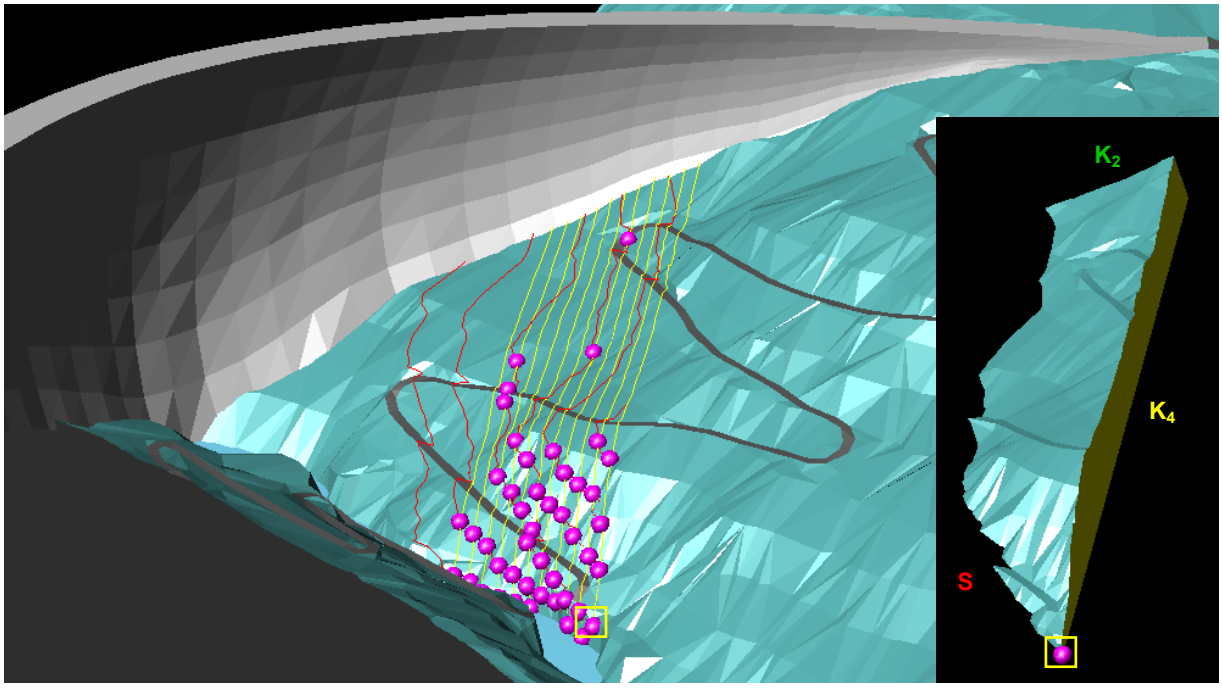


Abb. 14.12 Tiefstgelegene Schnittpunkte der Ausbisslinien aller kinematisch zulässigen Bruchkörper der Form ③ (Schieferung in Rot, K_4 in Gelb). Die Lage des Schnittpunktes ist beispielhaft an einem Bruchkörper dargestellt. Die Ablösefläche K_2 beim wasserseitigen Mauerfuss wurde als fix angenommen.

Die Felskörper wurden automatisch durch sukzessive Kombination aller vorgegebenen Trennflächen und Schnitt mit dem digitalen Geländemodell bestimmt. Der Abstand der rot eingefärbten Schieferungsflächen beträgt 10 m, jener der Klüfte der Schar 4 (gelb) 5 m. Für die Darstellung sehr vieler Bruchkörper ist es übersichtlicher, sich auf einzelne Punkte zu beschränken. In Abbildung 14.12 sind es die untersten Ausbisspunkte jedes Bruchkörpers. Zonen mit einer hohen Punktdichte lassen auf potentiell kritische Felsbereiche schliessen. Der Benutzer kann aber auch jeden Bruchkörper separat betrachten (Abb. 14.12/13).

Tabelle 14.2 verdeutlicht den Einfluss der Raumstellung einer Trennfläche auf die Bruchkörpergeometrie. Entsprechend der vor Ort erhobenen Streubreite des Fallwinkels von 70° bis 110° für K_4 (Abb. 14.4) wurden fünf Berechnungen mit konstantem Fallazimut und Einfügepunkt an der Geländeoberfläche von K_4 sowie unveränderter Lage und Raumstellung von S und K_2 durchgeführt. Die Variation des Fallwinkels von K_4 betrug 10°. In Bezug auf den Mittelwert der Raumstellung variiert die Kontaktfläche K_4 um max. 14 %, jene von S um bis zu 20 % sowie das Felskörpervolumen um bis zu 16 %. Die Kontaktfläche S ist 2.7 bis 3.6 mal grösser als jene von K_4 und entspräche einem Quadrat von ca. 150 m Seitenlänge. Bei K_4 wäre die entsprechende

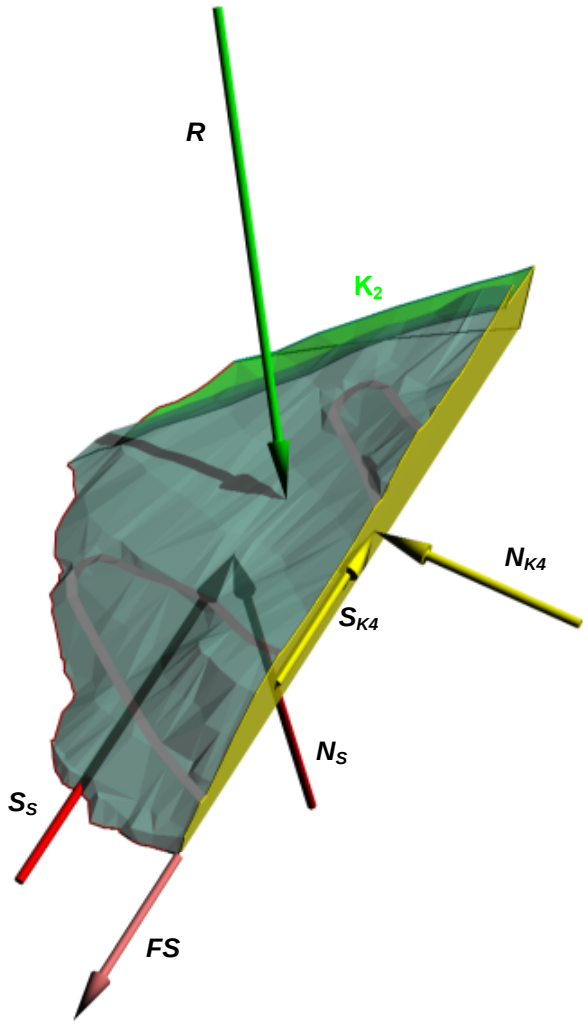


Abb. 14.13 Potentieller Bruchkörper der Form ③ (Schieferung in Rot, K_2 in Grün, K_4 in Gelb mit 150/70). Die Vektoren stehen für die Resultierende ***R***, die Normal- und Scherkräfte $\boldsymbol{N}_k$ und $\boldsymbol{S}_k$ in den Gleitflächen sowie die Gleitrichtung. Ihre Längen entsprechen dem jeweiligen Betrag der Kraft resp. dem Betrag des Sicherheitsfaktors *FS*. K_2 definiert eine Ablösefläche.

Tab. 14.2 Einfluss des Fallwinkels von K_4 auf die Geometrie der potentiellen Bruchkörper ③. In den Auto-Block-Berechnungen wurde weder das Fallazimut (150°), noch der Einfügepunkt, noch die Lage und Raumstellung von S und K_2 variiert. Als Referenz dient der in Abbildung 14.4 eingezeichnete Mittelwert von 150/90.

Kenngrösse	Bruchkörper ③								
	K_4: 150/110	Δ	K_4: 150/100	Δ	Mittelwert	K_4: 150/80	Δ	K_4: 150/70	Δ
Schnittlinie:	289 m	+ 18 %	277 m	+ 14 %	244 m	229 m	- 6 %	227 m	- 7 %
Kontaktfläche S:	26'894 m^2	+ 20 %	24'437 m^2	+ 9 %	22'385 m^2	20'718 m^2	- 7 %	119'036 m^2	- 15 %
Kontaktfläche K_4:	7'501 m^2	+ 14 %	6'965 m^2	+ 6 %	6'596 m^2	6'700 m^2	+ 2 %	7'136 m^2	+ 8 %
Ablösefläche K_2:	2'640 m^2	- 8 %	2'750 m^2	- 4 %	2'878 m^2	3'035 m^2	+ 5 %	3'242 m^2	+ 13 %
Volumen:	394'180 m^3	+ 16 %	363'448 m^3	+ 7 %	339'867 m^3	320'677 m^3	- 6 %	302'866 m^3	- 11 %

Seite rund 85 m, bei K_2 rund 55 m lang. Zum Vergleich: Bei der geologischen Aufnahme hat man nur einzelne Schieferungsflächen mit einer Erstreckung von 50 m sowie einer Welligkeit mit leichten Änderungen in der Streich- und Fallrichtung (± 10°) beobachtet [14.3]. Die Erstreckung von K_2 beträgt selten über 50 m, diejenige von K_4 maximal 20 m.

14.4.2 Bruchmechanismen

Die Form der kinematisch möglichen potentiellen Bruchkörper legt nahe, dass eine Translation entlang von S resp. K_4 im Vordergrund steht. Ob es sich hierbei um ein Gleiten auf zwei Ebenen oder auf einer Ebene handelt, wird von der Gesamtresultierenden bestimmt. Abbildung 14.13 illustriert für den Bruchkörper ③ den Fall eines Abgleitens auf zwei Ebenen: Der grüne Vektor stellt die angreifende Gesamtresultierende dar, der rosa Vektor die zugehörige Bewegungsrichtung des gewählten potentiellen Bruchkörpers. Weitere Vektoren in den Farben der Gleitflächen repräsentieren die Reaktionen in der Gleitfläche in einer Normal- und einer Scherkraftkomponente. Verschwinden die in gelb gehaltenen Komponenten bei K_4, so gleitet der Felskörper einzig auf S ab. Angesichts der Ausdehnung der Schieferungsflächen ist je nach Auftrieb auch ein Abheben nicht auszuschliessen und muss daher untersucht werden.

14.4.3 Berechnungen

Die Empfindlichkeit des Sicherheitsfaktors auf die Variation wichtiger Parameter – wie die Scherfestigkeit, die Fundamentkräfte und den Wasserdruck – soll für folgende Lastfälle festgestellt werden:

- *Eigengewicht* $\boldsymbol{G}$*:* Es errechnet sich aus dem jeweiligen Bruchkörpervolumen und dem Raumgewicht von $\gamma = 26.8$ kN/m^3 [14.3]. Das Eigengewicht $\boldsymbol{G}$ von Bruchkörper ③ beträgt zum Beispiel zwischen 8'117 bis 10'564 MN.
- *Eigengewicht* $\boldsymbol{G}$ + *Fundamentlast* $\boldsymbol{F}$*:* Die Fundamentlast auf den Felskörper ③ aus Tab. 14.1 bei voller Stauhöhe setzt sich in der ca. 153 m langen Gründungsfläche aus folgenden Komponenten zusammen [14.3]: $\boldsymbol{F}_N$ = 3'770 MN vertikal nach unten (000/90), $\boldsymbol{F}_Q$ = 5'000 MN parallel zur Mauerachse (308/00), $\boldsymbol{F}_T$ = 3'330 MN senkrecht zur Mauerachse (038/00).
- *Eigengewicht* $\boldsymbol{G}$ + *Fundamentlast* $\boldsymbol{F}$ + *Wasserkraft* $\boldsymbol{U}_{K2}$*:* Auf die vertikal angenommene Ablösefläche beim oberwasserseitigen Mauerfuss (Abb. 14.13) kann im ungünstigsten Fall eines vertikalen Zugrisses ein Wasserdruck entsprechend der vollen Stauhöhe wirken. Demgegenüber wirkt in den Kontaktflächen des Bruchkörpers ③ kein Wasserdruck.
- *Eigengewicht* $\boldsymbol{G}$ + *Fundamentlast* $\boldsymbol{F}$ + *Wasserkräfte* $\boldsymbol{U}_k$*:* Über die Verteilung und Intensität des Wasserdrucks entlang den Kontaktflächen S, K_2 und K_4 des potentiellen Bruchkörpers herrscht Unklarheit. Jede Annnahme ist mit erheblichen Unsicherheiten behaftet. In Analogie zum Gutachten [14.3] untersuchen wir die Auswirkung einer Erhöhung des mittleren Wasserdrucks bis zu jenem Wert, bei welchem Ablösen von den Kontaktflächen stattfindet. Daneben setzt man auch den oberwasserseitigen Wasserdruck in der Ablösefläche K_2 entsprechend der oben erläuterten Überlegung an.

14.4.4 Ergebnisse

Die Stabilitätsberechnungen für die linke Talflanke haben zu folgenden Einsichten geführt:

- *Eigengewicht **G**:* Tabelle 14.3 zeigt Ergebnisse, welche den Einfluss der Scherfestigkeitsparameter und der Berechnungsart auf den Sicherheitsfaktor für die alleinige Wirkung des Eigengewichtes zum Ausdruck bringen. Links sind beispielhafte Resultate für den potentiellen Bruchkörper ①, rechts solche für den Bruchkörper ③ aufgeführt. Das Eigengewicht ***G*** der beiden Felskörper beträgt 1'355 MN (①) resp. 10'564 MN (③). Die Gegenüberstellung belegt, dass die früher von Hand berechneten Sicherheitsfaktoren nur wenig von jenen mit AutoBlock abweichen. Dies überrascht, beträgt doch der Unterschied beider Gleitflächen beim Bruchkörper ① bis 9 % (Tab. 14.1). Bei ③ differieren die Gleitflächen um 18 %, die Volumina gar um 37 %. Die Scherfestigkeit von K_4 bleibt ohne Bedeutung, da die Translation entlang von S erfolgt. Der markante Einfluss der Kohäsion ist bei beiden Felskörpern ersichtlich: So steigt die rechnerische Sicherheit um rund 80 % an, wenn die Kohäsion um 50 kN/m^2 (①) resp. 100 kN/m^2 (③) zunimmt. Abbildung 14.14 verdeutlicht dies am Beispiel des Bruchkörpers ③, dessen Stabilität für $\varphi \geq 20°$ gewährleistet ist. Die geringe Bedeutung des Fallwinkels von K_4 kann auf den ähnlichen Quotienten Gleitfläche/Volumen zurückgeführt werden, der letztendlich die Form des Felskörpers beschreibt.

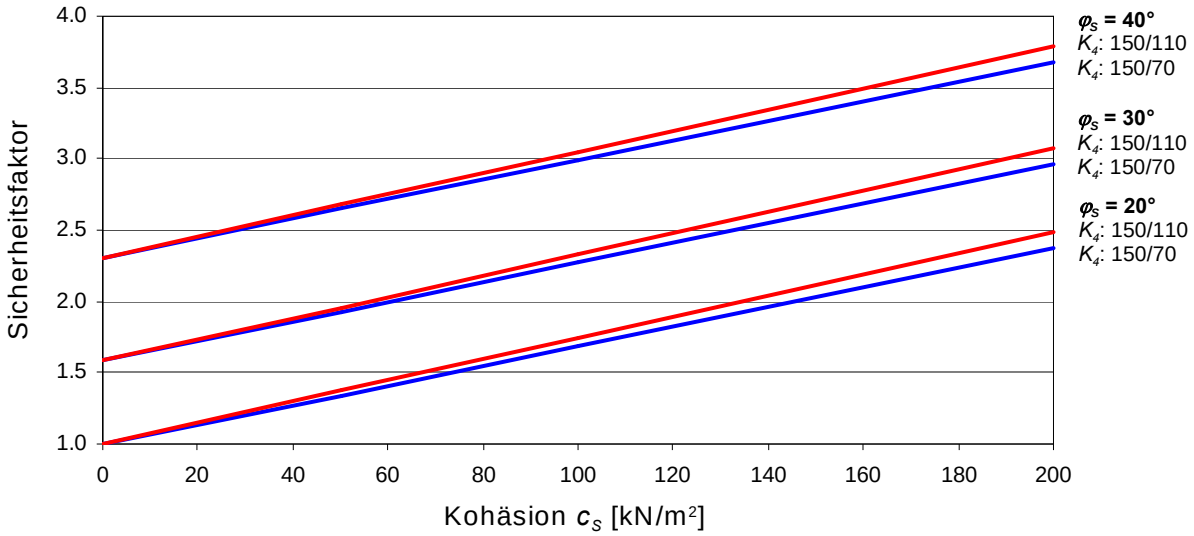


Abb. 14.14 Sicherheit des Bruchkörpers ③ unter Eigengewicht gegen Abgleiten in Funktion der Scherfestigkeitsparameter für die Schieferung und der Streubreite des Fallwinkels von K_4 (vgl. Tab. 14.2).

Tab. 14.3 Vergleich der von Hand resp. mit AutoBlock berechneten Sicherheitsfaktoren für die Bruchkörper ① und ③ von Tabelle 14.1 im natürlichen Zustand (SP/TP = Gleiten auf 1/2 Gleitfläche(n)).

Scherfestigkeits-parameter	Bruchkörper ①		
	Von Hand	AutoBlock	Δ
$\varphi_S = \varphi_{K4} = 25°$ $c_S = c_{K4} = 0$	1.00 / TP	0.98 / TP	- 2 %
$\varphi_S = \varphi_{K4} = 25°$ $c_S = c_{K4} = 50$ kN/m^2	1.84 / TP	1.87 / TP	+ 2 %
$\varphi_S = \varphi_{K4} = 35°$ $c_S = c_{K4} = 30$ kN/m^2	2.00 / TP	2.01 / TP	~ 0 %

Scherfestigkeits-parameter	Bruchkörper ③		
	Von Hand	AutoBlock	Δ
$\varphi_S = \varphi_{K4} = 20°$, $\varphi_{K2} = 0$ $c_S = c_{K4} = c_{K2} = 0$	1.00 / SP	1.00 / SP	-
$\varphi_S = \varphi_{K4} = 20°$, $\varphi_{K2} = 0$ $c_S = c_{K4} = 100$ kN/m^2, $c_{K2} = 0$	1.85 / SP	1.74 / SP	- 6 %
$\varphi_S = \varphi_{K4} = 30°$, $\varphi_{K2} = 0$ $c_S = c_{K4} = 60$ kN/m^2, $c_{K2} = 0$	2.00 / SP	2.03 / SP	+ 2 %

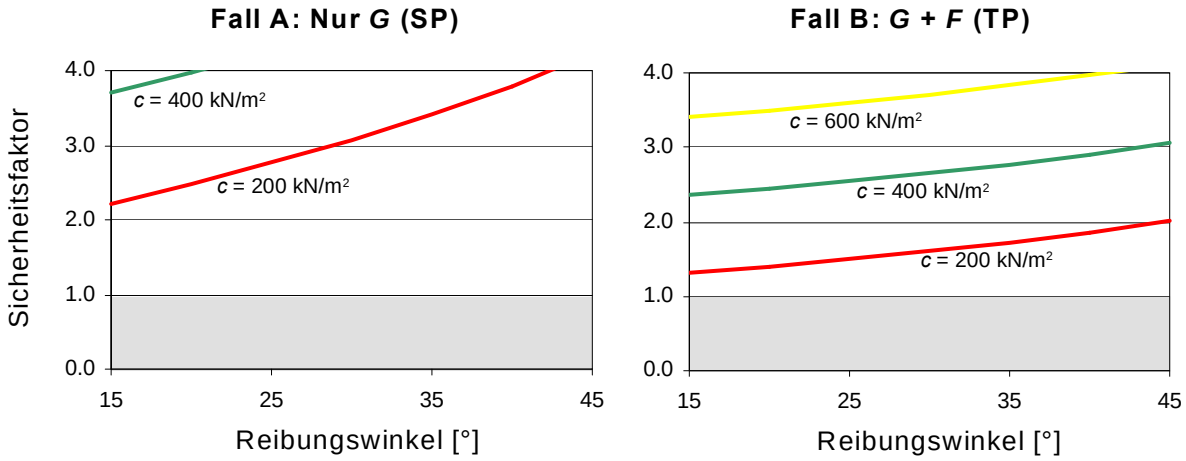


Abb. 14.15 Einfluss des Eigengewichtes ***G*** (Fall A) sowie der Fundamentlast ***F*** (Fall B) auf den Sicherheitsfaktor und den Bewegungsmechanismus von Bruchkörper ③ in Funktion des Reibungswinkels und der Kohäsion (SP/TP = Gleiten auf 1/2 Gleitfläche(n)).

- *Eigengewicht* ***G*** + *Fundamentlast* ***F****:* In Abbildung 14.15 ist am Beispiel des potentiellen Bruchkörpers ③ der Einfluss von φ auf die Gleitsicherheit für zwei Fälle bei unterschiedlichen Kohäsionen dargestellt. Ein Vergleich mit dem natürlichen Zustand (Fall A: nur ***G***) lässt erkennen, dass bei Aufbringen einer Fundamentlast (Fall B: ***G*** + ***F***) viel höhere Scherfestigkeitswerte zum Erreichen der gleichen Sicherheitsfaktoren vorhanden sein müssen. Die Belastung durch die Staumauer wirkt sich – der Erwartung entsprechend – ungünstig aus: So genügt für ein Sicherheitsfaktor von 2 und $c = 200$ kN/m^2 im Fall A ein Reibungswinkel φ von deutlich unter 15° ($\varphi = 10°$), während im Fall B rund 45° erforderlich sind. Bei $\varphi = 30°$ ist bei einer Sicherheit von 3 im Fall A eine Kohäsion $c = 190$ kN/m^2, im Fall B eine solche von 465 kN/m^2 notwendig. Der Bruchmechanismus differiert indes: Im Fall A gleitet der Bruchkörper nur über die Schieferungsfläche ab. Im Fall B hingegen bewirkt die in Richtung Luftseite geneigte Resultierende der Fundamentlast B positive Normalreaktionen in K_4 (siehe Abb. 14.13), so dass hier ein Abgleiten auf 2 Ebenen stattfindet. Die flachere Neigung der Kurven im Fall B weist auf einen bescheidenen Einfluss der Reibung hin.
- *Eigengewicht* ***G*** + *Fundamentlast* ***F*** + *Wasserkraft* $\boldsymbol{U}_{K2}$*:* Wenn man eine Wasserkraft $\boldsymbol{U}_{K2} = 1'505$ MN entsprechend einem mittleren Druck von 570 kN/m^2 (Vollstau) im oberwasserseitigen Zugriss aufbringt, so verschlechtert sich die Stabilität des potentiellen Bruchkörpers ③ (Abb. 14.16: $\boldsymbol{U}_S = \boldsymbol{U}_{K4} = 0$). Bei einem angenommenen Reibungswinkel von $\varphi = 45°$ sinkt beispielsweise der Sicherheitsfaktor gegen Abgleiten für $c = 0$ kN/m^2 von 1.0 auf 0.65, für $c = 600$ kN/m^2 von 4.1 auf 3.3. Eine Kohäsion von $c = 200$ kN/m^2 genügt, damit der Sicherheitsfaktor für jedes $\varphi > 15°$ über 1.0, bei 400 kN/m^2 über 1.9 liegt.
- *Eigengewicht* ***G*** + *Fundamentlast* ***F*** + *Wasserkräfte* $\boldsymbol{U}_k$*:* In Abbildung 14.16 ist auch der Verlauf des Sicherheitsfaktors für einen unterschiedlich angesetzten Auftrieb in S und K_4 festgehalten. Der mittlere Wasserdruck im oberwasserseitigen Zugriss beträgt wiederum 570 kN/m^2. Mit steigendem Auftrieb sinkt der Sicherheitsfaktor, wobei sich der Einfluss mit zunehmendem Reibungswinkel verstärkt. Zur Verdeutlichung hat man in Abbildung 14.17 den Reibungswinkel mit $\varphi = 25°$ konstant gehalten und den Auftrieb in S und K_4 für fünf Kohäsionen variiert. Der Wert „100 % Auftrieb“ steht für einen mittleren Wasserdruck von 570 kN/m^2. Er stellt den vollkommen undrainierten Zustand dar, bei

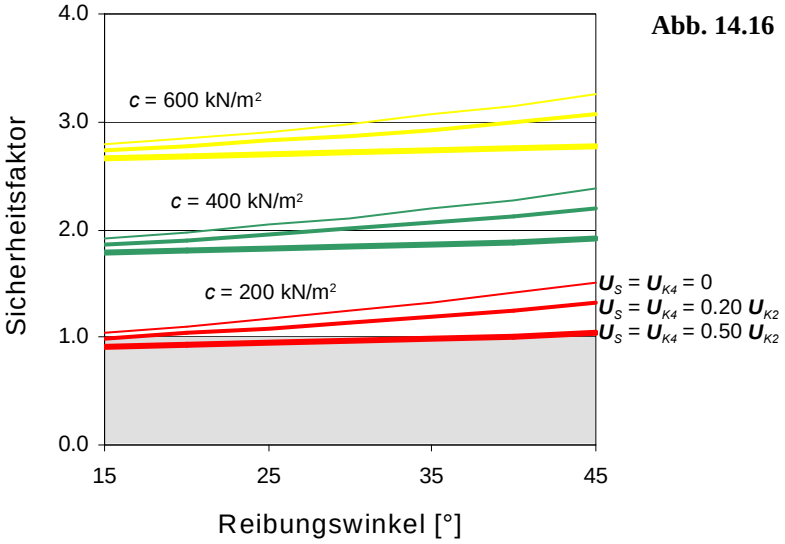


Abb. 14.16 Abhängigkeit des Sicherheitsfaktors vom Auftrieb in den Gleitflächen S und K_4 in Funktion der Scherfestigkeitsparameter. Weitere am Bruchkörper ③ angreifende Lastgrössen sind das Eigengewicht ***G***, die Fundamentlast ***F*** und die Wasserkraft $\boldsymbol{U}_{K2}$. Die Höhendifferenz zwischen der Mauerkrone und dem Schwerpunkt der Ablösefläche beträgt 57 m. Bruchmechanismus: Gleiten auf 2 Gleitflächen (TP).

welchem die effektive Normalspannung in den beiden Kontaktflächen verschwindet. Mit $\boldsymbol{N}_S = \boldsymbol{N}_{K4} = 0$ nach Abbildung 14.13 ist hier die Stabilität des potentiellen Bruchkörpers nur noch durch die Kohäsion bedingt. Auf der anderen Seite repräsentiert der Wert „0 % Auftrieb“ den vollkommen drainierten Zustand, bei dem zusätzlich der Einfluss des Reibungswinkels voll mobilisiert wird. Welche Folgerungen können nun aus dem Diagramm gezogen werden? Die wichtigste Erkenntnis bildet die Tatsache, dass die Gleitsicherheit des potentiellen Bruchkörpers ③ bei einem Auftrieb von 93.5 % oder 533 kN/m^2 um rund 78 % auf einen Restwert abfällt. Bei diesem mittleren Wasserdruck löst sich die Kontaktfläche K_4 vom benachbarten Untergrund und wird von einer Gleit- zu einer Ablösefläche. Gleichzeitig ändert der bisherige Bewegungsmechanismus zu „Gleiten auf einer Ebene“. Genügt vorher eine Kohäsion von 250 kN/m^2, damit sich das Felspaket im Grenzgleichgewicht befindet, reicht später selbst eine Vervierfachung der Kohäsion nicht mehr aus (c = 1’085 kN/m^2). Wenn der Fallwinkel von K_4 nur 80° statt 90° beträgt, so ändert der Bewegungsmechanimus bei 75 %. Für den Zustand des Grenzgleichgewichts müsste die Kohäsion 1’025 kN/m^2 überschreiten.

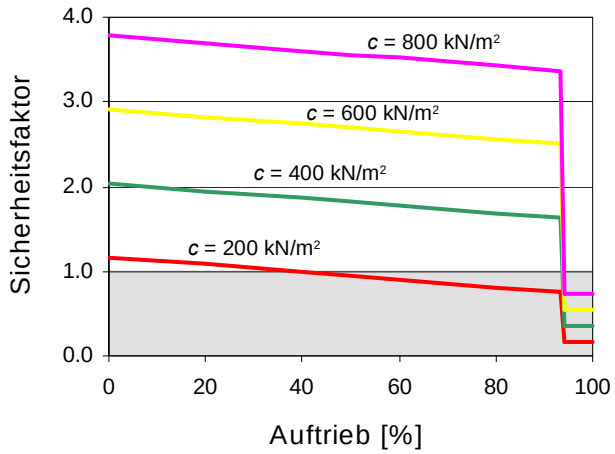


Abb. 14.17 Einfluss des Auftriebs in den Kontaktflächen S und K_4 auf den Sicherheitsfaktor und den Bewegungsmechanismus in Funktion der Kohäsion c bei einem Reibungswinkel $\varphi = 25°$.

14.5 Schlussfolgerungen

Ausgangspunkt dieser letzten Falldarstellung war ein Gutachten, das vor fünfzehn Jahren zur Stabilität der Felsfundamente der Staumauer Valle di Lei verfasst wurde. Die damals in langwieriger Handarbeit geschaffenen Entscheidungsgrundlagen boten sich geradezu für einen Vergleich mit jenen an, die heute AutoBlock weitgehend automatisiert zur Verfügung stellt.

Die mit dem neuen Werkzeug erarbeiteten Grundlagen heben sich von den früheren in Bezug auf *Qualität* (höhere Genauigkeit, feinere Eingrenzung kritischer Bereiche), *Quantität* (viel mehr Variationen im Rahmen der Sensitivitätsanalyse in kürzester Zeit) und *Aussagekraft* (Übersichtlichkeit, Realitätsnähe) deutlich ab. Bis anhin erforderliche Vorbereitungsarbeiten wie die mühsame Bestimmung der Felskörpergeometrien oder das fehleranfällige Rechnen mit Kraftkomponenten im 3D-Raum gehören definitiv der Vergangenheit an. Dem Fachmann bleibt nun mehr Zeit, das Datenmaterial zu studieren und Verknüpfungen zwischen ausgesuchten Kenngrössen auszuloten. Mit anderen Worten: *Die Entlastung von zeitraubenden Tätigkeiten im Vorfeld einer Untersuchung kommt einer umfassenden Analyse zu Gute.* Damit erfüllt das Programm seinen eigentlichen Zweck: Dem Ingenieur in der Praxis den Zugang zu einem tieferen Verständnis der vorliegenden Fragestellung zu ermöglichen, als dies bisher der Fall war.

15 Fazit

In der vorliegenden Arbeit wurden die wichtigsten Aspekte der Felsmechanik mit den Möglichkeiten moderner Computerhilfsmittel verknüpft. Hierbei entwickelte der Autor zuerst eine *neue Methodik* für die Stabilitätsuntersuchung von potentiellen Bruchkörpern in Felsfundamenten von Staumauern. Sie baut auf dem heutigen Wissensstand auf und eignet sich auch für Felsböschungen und -fundationen von Brücken, Gebäuden etc.. Auf dieser Grundlage erarbeitete man sodann ein *modernes Hilfsmittel* für die Praxis. Vier Fallbeispiele – vom Autor bearbeitet nach der neuen Vorgehensweise – vertiefen anschaulich Aspekte der theoretischen Ausführungen.

Die Grundzüge der *neuen Methodik* wurden wie folgt hergeleitet:

- Unter dem Stichwort *Problemstellung* ging man zunächst auf allgemeine Definitionen, das Sicherheitskonzept und die Modellierung ein. Als ein vom Standpunkt der Statik vereinfachtes Abbild der Wirklichkeit wird neu der Entwurf eines Modells des Untergrundes empfohlen. Nach Klärung der für die Beschreibung des Felsuntergrundes und der Staumauern notwendigen Begriffe wurden das Tragwerk abgegrenzt sowie empirische Versagensmechanismen aufgezeigt. Unter welchen Gesichtspunkten die quantitative Untersuchung potentieller Bruchkörper erfolgen muss, konnte am Beispiel der verwandten Felsböschungen dargelegt werden.
- Unter dem Stichwort *Problemanalyse* zerlegte man die Aufgabenstellung in die drei Teilprobleme „Kinematik“, „Einwirkung“ und „Festigkeit“ und setzte sich mit den wichtigsten Einflussfaktoren auseinander. Im Zentrum der Betrachtungen standen dabei die kinematischen Voraussetzungen, der Wasserdruck im geklüfteten Fels und der Scherwiderstand. Als neue, besonders anschauliche Darstellungsart für die räumliche Beziehung von Trennflächenscharen wird erstmals die Verwendung einer Einheitskugel vorgeschlagen.
- Unter dem Stichwort *Problembeurteilung* wurde kurz auf gängige Sicherheitsdefinitionen eingegangen und die spezielle Eignung der übersichtlichen Starrkörpermodelle zur Untersuchung der vorliegenden Fragestellung begründet. Sie erlauben, wesentliche Parameter rasch zu identifizieren und die Auswirkungen kleiner Abweichungen auf das mechanische Verhalten sichtbar zu machen.

Das *neue Computerprogramm „AutoBlock“* ist ein leistungsfähiges, auf einem Starrkörpermodell basierendes Werkzeug. Es befähigt den Ingenieur, in einem digitalen Geländemodell kritische Felsbereiche zu erkennen und solche mit minimalem Aufwand bei maximaler Zuverlässigkeit zu untersuchen. AutoBlock stellt zudem speziell zugeschnittene Mittel zur Verfügung, um gleitgefährdete Felskörper zu visualisieren und den Umfang sowie die Wirkungsweise verschiedenster konstruktiver Massnahmen zu vergleichen. Diese neuartigen Darstellungsmöglichkeiten in Kombination mit der Simulation der Wirklichkeit eröffnen eine leichte Zugänglichkeit in die abstrakte Welt der Statik. Drohende Gefahren lassen sich damit auch Nicht-Fachleuten prägnant vor Augen führen. Eine solche „visuelle Diskussion“ von Ergebnissen dürfte in vielen Fällen zielgerichteter sein als die akribische Bestimmung von Sicherheitsfaktoren.

Die mit dem neuen Werkzeug erarbeiteten Grundlagen heben sich von den früheren in Bezug auf *Qualität* (höhere Genauigkeit, feinere Eingrenzung kritischer Bereiche), *Quantität* (viel mehr Variationen im Rahmen der Sensitivitätsanalyse in kürzester Zeit) und *Aussagekraft* (Übersichtlichkeit, Realitätsnähe) deutlich ab. Bis anhin erforderliche Vorbereitungsarbeiten wie die mühsame Bestimmung der Felskörpergeometrien oder das fehleranfällige Rechnen mit Kraftkomponenten im 3D-Raum gehören definitiv der Vergangenheit an. Dem Fachmann bleibt nun mehr Zeit, das Datenmaterial zu studieren und Verknüpfungen zwischen ausgesuchten Kenngrössen auszuloten. Mit anderen Worten: *Die Entlastung von zeitraubenden Tätigkeiten im Vorfeld einer Untersuchung kommt einer umfassenden Analyse zu Gute.* Damit erfüllt das Programm seinen eigentlichen Zweck: Dem Ingenieur in der Praxis den Zugang zu einem tieferen Verständnis der vorliegenden Fragestellung zu ermöglichen, als dies bisher der Fall war.

Im Laufe der Arbeit konnten einige Fragestellungen identifiziert werden, die in der Fachliteratur nur unzureichend oder gar nicht abgehandelt sind. So zum Beispiel:

- *Tragwerk:* Die weltweiten Befragungen der ICOLD können eine fehlende strengsystematische Erfassung sicherheitsrelevanter Vorfälle im Talsperrenbau nicht ersetzen. Die bekannten Beispiele Zeuzier und Albigna lehren, dass selbst nach Jahren ohne besondere Vorkommnisse plötzlich für die Stabilität des Tragwerks potentiell kritische Situationen ohne Vorwarnung auftreten können. Es wäre darum zu prüfen, ob länger zurückliegende Stabilitätsprobleme von Felsfundamenten nicht von erfahrenen Spezialisten nach einheitlichen Kriterien neu untersucht und zuhanden der Fachwelt dargestellt werden sollten.
- *Kinematik:* Gekrümmte Kontaktflächen sind in der Natur nur selten zu beobachten. Im Fall der Schalenrisse haben sie jedoch eine massgebende Bedeutung, kommen doch solche gerade in gutem, für Sperrstellen besonders geeignetem Fels vor.
- *Einwirkung:* Im Erdbebeningenieurwesen liegt das Hauptinteresse auf dem Verhalten von Staumauern unter hydrodynamischen Drücken. Die Felsfundation wurde weitgehend aus den Überlegungen ausgeklammert. Der in der Literatur greifbare Kenntnisstand über erdbebeninduzierte Phänomene im Bereich des Gründungskörpers oder über das Verhalten von Trennflächen bei einem Erdbeben ist bescheiden.
- *Festigkeit:* Im Mittelpunkt jeder Stabilitätsuntersuchung von Felsböschungen und -fundamenten steht die korrekte Einschätzung der Scherfestigkeit potentieller Gleitflächen. Es fehlt jedoch ein allgemein anerkanntes Verfahren. Obschon heute Methoden zur Erfassung der Trennflächenoberfläche existieren, mangelt es an zuverlässigen Kennwerten zur Erfassung von Ebenheit und Rauhigkeit. Selbst im Massstab des Handstücks sind die Zusammenhänge zwischen Oberflächenform, -grösse und -beschaffenheit, Gesteinsfestigkeit, Scherrichtung etc. trotz intensiven Forschungsanstrengungen nur grob bekannt.
- *AutoBlock:* Die im Kapitel 10.4 vorgeschlagene Weiterentwicklung ist erstrebenswert. Damit würde man dem Benutzer weitere Werkzeuge zur Verfügung stellen, um noch zielgerichteter und leistungsfähiger Untersuchungen an potentiellen Bruchkörpern durchführen zu können.

Alle verfügbaren Methoden zur Stabilitätsuntersuchung von Staumauerfundationen können der Komplexität der realen Tragwerke nur in groben Zügen gerecht werden. Vor allem wegen der vielen nur annähernd bekannten Einflussgrössen verbleibt eine respektable Restun-

sicherheit im Grenzbereich des modellmässig Erfassbaren. Es liegt somit auf der Hand, im Sperren- und Gründungskörper verschiedene Messgrössen zu beobachten, wie dies in der Schweiz bereits Usus ist (Kap. 2.5). Die messtechnische Überwachung soll Abweichungen vom erwarteten Tragwerksverhalten* offen legen, damit allfällige Gefahren frühzeitig erkannt und Gegenmassnahmen ergriffen werden können. Das Beispiel „Albigna“ (Kap. 11.3) lehrt jedoch, dass solche Beobachtungen zwar realitätsnahe Messresultate liefern (Tab. 15.1), die Realität aber nicht zwangsweise auch leichter verständlicher machen. Erst eine *Kombination von Modellierung und Messung* bringt die angestrebte Klärung [15.1].

Tab. 15.1: Gegenüberstellung von Modellierung (Kap. 2.6) und Messung [15.1].

Modellierung	Messung
• Unzulänglichkeiten: - Wenig Grundlagedaten - Unsichere Annahmen • Ergebnisse: - Hypothetisch - Verständlich (kausal)	• Unzulänglichkeiten: - Wenig Ablesewerte - Unsichere Verfahren • Resultate: - Realitätsnah - Unverständlich (nur beschränkt kausal)

Das Zusammenwirken zwischen Theorie (Modellierung) und Praxis (Messung) ist indes viel subtiler, als für gewöhnlich sichtbar wird. Es würde sich deshalb lohnen, eine *strengere Vorgehensweise* für die Beurteilung von potentiellen Stabilitätsproblemen zu erarbeiten, die entsprechend allfälliger *Warnzeichen* aus Beobachtungen stufenweise angewandt werden soll. Ebenso wäre ein klares Konzept hilfreich, wann bestimmte *Messverfahren* als diagnostische Hilfsmittel zum Einsatz kommen sollen und wie allfällige *Resultate* zu interpretieren wären.

Der Schlüssel für fundierte Untersuchungen zur Stabilität der Felsfundamente von Staumauern liegt damit weniger in der Fokussierung auf unabhängige Einzelaspekte, als vielmehr in einer *breit angelegten Betrachtung aller wichtigen Zusammenhänge*. Mängel in der geologischen Aufnahme, in der Identifikation drohender Gefahren oder in grundlegenden Überlegungen, die das Ganze im Auge haben, können selbst mit noch so eleganten Methoden oder enormen Rechenaufwand nicht beseitigt werden [15.2]. Für das Gelingen der Aufgabe ist deshalb ein ganzheitliches ingenieurmässiges Denken und Handeln unerlässlich, das gelegentlich mühsamer als akribische Detailarbeit sein kann.

In Zukunft werden weltweit noch höhere Staumauern auf noch anspruchsvolleren Felsfundamenten gebaut werden, weil viele der geeigneteren Sperrstellen schon belegt sind [15.3]. Die im Unterlauf angesiedelte, sich vor allem in Entwicklungsländern stark vermehrende Bevölkerung wird mit steigendem Lebensstandard auf eine weitere Anhebung des Sicherheitsniveaus von Talsperren drängen – ein Anliegen, dem die politischen Behörden über kurz oder lang nachgeben werden. Daneben bedürfen die bestehenden Staumauern weiterhin einer periodischen Sicherheitsüberprüfung im Rahmen der ordentlichen Überwachung, bei der das Verhalten des Tragwerks neu untersucht und bewertet werden muss.

Diese Ausgangslage belegt die Bedeutung der Frage nach der Stabilität von Staumauerfundamenten aus Fels. Sie muss auch künftig mit der gebotenen Sorgfalt untersucht werden.

---

* Mögliche Gründe: Massgebende Trennflächen blieben verborgen, ein kritischer Bruchmechanismus wurde nicht erkannt, eine Übertragung der Laborwerte auf die Realität war nicht möglich, zeitabhängige Felseigenschaften, spätere Injektionsarbeiten beeinflussten die Sickerströmungsverhältnisse, Interaktion mit einem anderen Bauwerk etc.

Schreibweise, Vorzeichenkonvention, Abkürzungen und Symbole

Schreibweise

Vektoren sind fettgedruckt.

Vorzeichenkonvention

In der Geotechnik sind positive Normalkräfte Druckkräfte.

Abkürzungen

A	Abschnitt in einem Teilgebiet
AO	Angola
AR	Aktiver Riss
AT	Österreich
B	Bauwerkskörper
BA	Bosnien und Herzegowina
BBR	Deutsches Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung
BE	Belgien
BEM	Boundary Element-Methode
CAD	Computer Aided Design
CH	Schweiz
CL	Chile
CN	China
D	Abstand; digitales Geländemodell; Durchlässigkeit
DDA	Discontinuous Deformation Analysis
DE	Deutschland
DEM	Distinct Element-Methode
DHM25	Digitales Höhenmodell, aus der LK 1:25'000 abgeleitet
DTM	Digital Terrain Model
DZ	Algerien
E	Erstreckung einer Trennfläche; Auswirkung (E_d Bemessungsniveau)
EC	Ecuador
EMS	European Macroseismic Scale
ES	Spanien
F	Füllung einer Trennfläche; Festigkeit
FDM	Finite Difference-Methode
FE	Finite Element
FEM	Finite Element-Methode
FR	Frankreich
G	Sektor des Untergrundes unter der Gründungsfläche
GB	Vereinigtes Königreich Großbritannien und Nordirland
GM.1/2	Gleitmikrometer-Bohrung 1/2
GWM	Generalized Wedge-Methode
h	horizontal
HR	Halbraum; Kroatien
HS	Hauptstörung
IBA	Ingenieurbüro für bauliche Anlagen
ICOLD	International Commission on Large Dams
IGT	Institut für Geotechnik
IN	Indien

IR	Iran
ISMES	Instituto Sperimentale Modelli e Statture
ISRM	International Society for Rock Mechanics
IT	Italien
JP	Japan
K	Kluftsystem; Kluftschar; Kluft
K1/2/3/4	Kluftsystem oder -schar 1/2/3/4
$K_{1/2/3/4}$	Kluftsystem 1/2/3/4
KA/B/C	Kluftsystem A/B/C
KE	Kenia
KEM	Kinematische Element-Methode
KHR	Kraftwerke Hinterrhein AG
KZ	Kluftzone
L	Sektor des Untergrundes auf der Luftseite
LNEC	Laboratorio Nacional de Engenharia Civil
MCE	Maximum Credible Earthquake
ME	Montenegro
MR	Mauretanien
MX	Mexiko
n	normal
NPDP	National Performance of Dams Programme
O	Öffnungsweite einer Trennfläche
OBE	Operating Basis Earthquake
P	Punkt; Lage einer Trennfläche; Solid, aus der Berandung entstanden
PD.1/2/3	Piezodex-Bohrung 1/2/3
PE	Peru
PMF	Probable Maximum Flood
PT	Portugal
PY	Paraguay
R	Radius; Raumstellung; Widerstand
RCC	Roller Compacted Concrete
REB	Regelungen für die elektronische Bauabrechnung
RO	Rumänien
RQD	Rock Quality Designation
RU	Russische Föderation
S	Solid; Schieferung; Störung; Sektor des Untergrundes auf der Seeseite
S1/2	Schieferungsschar 1/2
SA/B/C	Störungssystem A/B/C
Sch	Schalenriss
SGBF	Schweizerische Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik
SP	Gleiten auf 1 Gleitfläche
STK	Schweizerisches Talsperrenkomitee
T	Teilgebiet eines Untersuchungsgebietes
TIN	Triangulated Irregular Network
TP	Gleiten auf 2 Gleitflächen
TR	Türkei
TW	Taiwan
US	Vereinigte Staaten von Amerika
V	Versatz einer Trennfläche; Verformbarkeit
ZA	Südafrika
ZM	Sambia

Symbole

Einige Symbole werden für mehr als eine Variable verwendet; da diese jedoch in verschiedenen Kontexten auftreten, sollten keine Verwechslungen vorkommen.

A Lateinische Symbole

a	Anteil Materialbrücken
a_i	Halbe Spaltweite
$\boldsymbol{a}$	Vektor der Spitzenbeschleunigung
$\boldsymbol{a}_h$	Horizontalkomponente von $\boldsymbol{a}$
$\boldsymbol{a}_v$	Vertikalkomponente von $\boldsymbol{a}$
A	Teilfläche der Bruchkörperoberfläche; Schadensausmass
A_i	Angriffspunkt i der Einzelkraft $\boldsymbol{K}_i$
A_{ip}	Auf Felsoberfläche projizierter Angriffspunkt i der Einzelkraft $\boldsymbol{K}_i$
A_{iwl}	Endpunkt der Wirkungslinie der Einzelkraft $\boldsymbol{K}_i$ ab A_i, A'_i oder A_{ip}
A_{iwl}	Nächstgelegener Durchstoss- oder Berührungspunkt der Wirkungslinie der Einzelkraft $\boldsymbol{K}_i$ mit der Bruchkörperoberfläche
A_k	Teilfläche k der Bruchkörperoberfläche
A_{max}	Maximales Schadensausmass
A'_i	Nächstgelegener Durchstoss- oder Berührungspunkt der Wirkungslinie mit der Bruchkörperoberfläche
A'_{iws}	Endpunkt der Wirkungsstrecke der Einzelkraft $\boldsymbol{K}_i$ ab A'_i oder A_{ip}
$\boldsymbol{A}$	Vektor des Auftriebs
B	Breite der Gründungsfläche
C	Schlankheitskoeffizient (= F^2 / VH)
c	Kohäsion
c_F	Effektive Kohäsion der Füllung
c_G	Effektive Kohäsion des Gesteins
$c_{G,r}$	Restwert der Kohäsion des Gesteins
c_k	Kohäsion der Teilfläche k der Bruchkörperoberfläche
c_S	Effektive Kohäsion in der Gefügeebenen von anisotropem Gestein
c_T	Scheinbare Kohäsion der Trennfläche
$c_{T,r}$	Restwert der Kohäsion der Trennfläche
d	Verschiebung
D	Abstand; Probenhöhe
D_h	Hydraulischer Durchmesser
E	Elastizitätsmodul
E_B	Elastizitätsmodul von Beton
E_F	Elastizitätsmodul von Fels
$\boldsymbol{E}$	Vektor der Erdbebenbelastung
F	Vorhandene, am Bruchkörper angreifende Kraft; (durchströmte) Fläche; abgewickelte, durch Sperre abgeschlossene Fläche des Talquerschnittes
F_G	Gesamtfläche der intakten Gesteinsabschnitte (Materialbrücken)
F_{max}	Maximal mögliche, am Bruchkörper angreifende Kraft
F_T	Gesamtfläche der Trennflächen
$\boldsymbol{F}$	Vektor der Resultierenden aller Fundamentlasten
$\boldsymbol{F}_N$	Vertikal nach unten gerichtete Komponente von $\boldsymbol{F}$
$\boldsymbol{F}_Q$	Parallel zur Mauerachse gerichtete Komponente von $\boldsymbol{F}$
$\boldsymbol{F}_T$	Senkrecht zur Mauerachse gerichtete Komponente von $\boldsymbol{F}$
FS	Sicherheitsfaktor
$\boldsymbol{g}$	Vektor der Erdbeschleunigung
$\boldsymbol{G}$	Vektor des Eigengewichts des Bruchkörpers
$\boldsymbol{G}'$	Vektor des wirksamen Eigengewichts des Bruchkörpers unter Auftrieb

h_{ow}	Oberwasserseitige Wasserhöhe
h_{uw}	Unterwasserseitige Wasserhöhe
h_{Wo}	Wasserhöhe über Kluftkörperoberseite
h_{Wu}	Wasserhöhe über Kluftkörperunterseite
Δh	Höhenunterschied
H	Höhe wie z.B. die Sperrenkörper-, Kluftkörper- oder Probenhöhe
i	Laufnummer für Bezugs- oder Mittelpunkt, Trennfläche, Solid oder Einzelkraft; Winkel für die Unebenheit einer Trennfläche; Dilatanzwinkel; hydraulischer Gradient bzw. Potentialgefälle
j	Laufnummer für potentiellen Bruchkörper
k	Laufnummer für Teilfläche der Bruchkörperoberfläche; absolute Rauhigkeit der Trennflächenwandung
k_f	Durchlässigkeitsbeiwert der Füllung
k_t	Durchlässigkeitsbeiwert der Trennfläche
K_j	Potentieller Bruchkörper j
$\boldsymbol{K}_i$	Vektor der Einzelkraft i
L	Bezugspunkt; Länge wie z.B. die Kronen-, Kluftkörper- oder Filterstreckenlänge
$\boldsymbol{L}$	Vektor der Last
m	Masse; Abminderungswert; Steigung
$\boldsymbol{m}$	Vektor der Translation
$\hat{\boldsymbol{m}}$	Einheitsvektor der Translation
M	Mittelpunkt; Magnitude
M_i	Mittelpunkt i
N	Normalkraft
$\boldsymbol{n}$	Normalenvektor
$\boldsymbol{n}_k$	Normalenvektor der Teilfläche k
$\hat{\boldsymbol{n}}_k$	Normaleneinheitsvektor der Teilfläche k
$\boldsymbol{N}_{jk}$	Vektor der Normalkraft in der Gleitfläche k eines potentiellen Bruchkörper j
P_f	Versagenswahrscheinlichkeit
q	Ergiebigkeit pro Flächeneinheit
Q	Wassermenge
R	Radius; Risiko
$\boldsymbol{R}_j$	Vektor der Resultierenden aller am potentiellen Bruchkörper j angreifenden Einwirkungen
s_u	Undrainierte Scherfestigkeit
S	Scherkraft
S_i	Säulenförmiges Solid i
S_{max}	Maximal möglicher Scherwiderstand
$\boldsymbol{S}$	Vektor der Strömungskraft
$\boldsymbol{S}_{jk}$	Vektor der Scherkraft entgegengesetzt Gleitrichtung in der Gleitfläche k eines potentiellen Bruchkörper j
u	Wasserdruck; Verschiebung
u_0	Hydrostatischer Porenwasserdruck
u_k	Wasserdruck auf eine Teilfläche k der Bruchkörperoberfläche
u_m	Wasserdruck im Schwerpunkt einer ebenen Fläche
u_{ow}	Oberwasserseitiger Sohlwasserdruck
u_{uw}	Unterwasserseitiger Sohlwasserdruck
u_x	Sohlwasserdruck an der Stelle x
Δu	Porenwasserüber-/unterdruck; Scherverschiebung
$\boldsymbol{U}_k$	Vektor der Wasserkraft auf eine Teilfläche k der Bruchkörperoberfläche
v	Filter- oder Fliessgeschwindigkeit; Geschwindigkeit

v_B	Filtergeschwindigkeit eines Bodens
v_T	Filtergeschwindigkeit einer Trennflächenschar
Δv	Dilatanz
V	Volumen eines Körpers wie z.B. des potentiellen Bruch-, Kluft- oder Sperrenkörpers
$V_{abgest.}$	Volumen des potentiellen Bruchkörpers mit abgestufter Kontaktfläche
V_j	Volumen des potentiellen Bruchkörpers *j*
$V_{proj.}$	Volumen des potentiellen Bruchkörpers mit projizierter Kontaktfläche
V_{Δ}	Differenzvolumen der Bruchkörper mit abgestufter und projizierter Kontaktfläche
w	Eintretenswahrscheinlichkeit
$\boldsymbol{W}$	Vektor der hydrostatischen Druckkraft
x	x-Wert der Lagekoordinate
x_k	Charakteristischer Wert einer geometrischen Grösse, Baugrundeigenschaft oder einer Einwirkung
x_m	Arithmetisches Mittel einer geometrischen Grösse, Baugrundeigenschaft oder einer Einwirkung
x_{max}	Maximalwert einer geometrischen Grösse, Baugrundeigenschaft oder einer Einwirkung
x_{min}	Minimalwert einer geometrischen Grösse, Baugrundeigenschaft oder einer Einwirkung
x_{ref}	Referenzwert einer geometrischen Grösse, Baugrundeigenschaft oder einer Einwirkung
y	y-Wert der Lagekoordinate
z	z-Wert der Lagekoordinate

B Griechische Symbole

α	Fallrichtung einer Trennfläche
α'	Fallrichtung einer mittleren Kontaktfläche bei einer Abstufung
α_i	Fallrichtung der Trennfläche *i*
β	Fallwinkel einer Trennfläche oder von $\boldsymbol{F}$
β'	Fallwinkel einer mittleren Kontaktfläche bei einer Abstufung
β_i	Fallwinkel der Trennfläche *i*
γ	Raumgewicht feucht
γ'	Raumgewicht unter Auftrieb
γ_A	Sicherheitsabstand
γ_d	Raumgewicht trocken
γ_E	Lastfaktor
γ_G	Globalsicherheitsfaktor
γ_R	Widerstandsfaktor
γ_t	Raumgewicht gesättigt
γ_w	Spezifisches Gewicht von Wasser
δ	Setzungen
ε	Axialdehnung
κ	Verkippung
μ	Reibungskoeffizient
σ_1	Normalspannung
σ_3	Seitendruck
σ_{dG}	Einaxiale Druckfestigkeit des Gesteins
σ_f	Normalspannung im Bruchzustand
τ	Scherspannung
τ_f	Scherfestigkeit resp. Scherspannung im Bruchzustand
υ	Kinematische Zähigkeit von Wasser
φ	Winkel der inneren Reibung

φ_b	basic friction angle
φ_F	Winkel der inneren Reibung der Füllung
φ_G	Winkel der inneren Reibung des Gesteins
$\varphi_{G,r}$	Restreibungswinkel des Gesteins
φ_k	Winkel der inneren Reibung der Teilfläche k der Bruchkörperoberfläche
φ_s	Winkel der inneren Reibung in der Gefügeebenen von anisotropem Gestein
φ_T	Winkel der inneren Reibung der Trennfläche
$\varphi_{T,r}$	Restreibungswinkel der Trennfläche
ψ_S	Streichrichtung einer Trennfläche

Literaturverzeichnis

1 Einleitung

[1.1] ICOLD (1987): Dam safety guidelines. *Bulletin 59,* Paris.

[1.2] LONDE, P. (1965): Une méthode d'analyse à trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse. *Annales des Ponts et Chaussées, No. 1,* Paris.

[1.3] BIEDERMANN, R. (1986): Zur Hochwassersicherheit von Talsperren. *Wasser, Energie, Luft, 78 (7/8),* Baden.

[1.4] ICOLD (1993): Rock foundations for dams. *Bulletin 88,* Paris.

[1.5] BIEDERMANN, R. (1985): Dam safety in Switzerland. *Swiss Dams, Monitoring and Maintenance, Swiss National Comittee on Large Dams,* Bern.

[1.6] CUNDALL, P. (1971): A computer model for simulating progressive, large-scale movements in blocky rock systems. *In: Symp. of the Int. Soc. for Rock Mech.,* Nancy.

[1.7] KIRKALDIE, L. (1988): Rock classification systems for engineering purposes. *American Society Testing Materials, STP 984,* Philadelphia.

[1.8] BIENIAWSKI, Z.T. (1989): Engineering rock mass classifications. *J. Wiley & Sons,* New York.

[1.9] AFROUZ, A. (1992): Practical handbook of rock mass classification systems and modes of ground failure. *CRC Press,* Boca Raton.

[1.10] ERICHSEN, C., WITTKE, W. (2002): Geotechnische Modelle oder Klassifizierung des Baugrunds als Grundlage für den Entwurf und die Ausführung von Felsbauwerken. *Geotechnik 25 (3), Glückauf,* Essen.

[1.11] GOODMAN, R.E. (2003): A hierarchy of rock slope failure modes. *Felsbau 21 (2).*

[1.12] DERSHOWITZ, W.S., EINSTEIN, H.H. (1988): Characterizing rock joint geometry with joint system models. *Rock Mech. Rock Engng., 21 (1), Springer,* Wien.

[1.13] EINSTEIN, H.H., STEPHANSSON, O. (2000): Fracture systems, fracture propagation and coalescence. *In. Conf. Proc. GeoEng 2000, vol. I,* Melbourne.

2 Grundlagen

[2.1] BLIND, H. (1987): Wasserbauten aus Beton. *Ernst & Sohn,* Berlin.

[2.2] VISCHER, D. (1977): Grundlagen und Planung von Oberflächenspeichern. *Wasserwirtschaft, 67 (7/8), Franckh'sche Verlagshandlung,* Stuttgart.

[2.3] VISCHER, D., HUBER, A. (1985): Wasserbau. *4. Auflage, Springer,* Berlin.

[2.4] BUNDESAMT FÜR WASSER UND GEOLOGIE (2002): Sicherheit der Stauanlagen. *Richtlinien des BWG, Version 1.1,* Biel.

[2.5] ICOLD (1994): Technical dictionary on dam. *4th Edition,* Paris.

[2.6] THOMAS, H. (1976): The engineering of large dams. *J. Wiley & Sons,* New York.

[2.7] SNGT (1997): Zustandsüberwachung von Stauanlagen und Checklisten für die visuellen Kontrollen. *Arbeitsgruppe Talsperrenbeobachtung,* Baden.

[2.8] MURAWSKI, H. (1983): Geologisches Wörterbuch. *8. Auflage, Enke,* Stuttgart.

[2.9] LABHART, T. (1986): Geologie – Einführung in die Erdwissenschaften. *5. Auflage, Hallwag,* Bern.

[2.10] TERZAGHI, K., PECK, R. (1948): Soil mechanics in engineering practice. *J. Wiley & Sons,* New York.

[2.11] DEERE, D.U., PATTON, F.D. (1971): Slope stability in residual soils. *In: Proc. 4th Panamerican Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., vol. 1,* Puerto Rico.

[2.12] LONDE, P., TARDIEU, B. (1975): Practical rock foundation design for dams. *In: Proc. 16th Symp. on Rock Mech.,* Minneapolis.

[2.13] GOGUEL, B. (1991): Dam foundations on rock. *In: General report, Proc. 7th Int. Congr. on Rock Mech., vol. 3,* Aachen.

[2.14] FRANKLIN, J., DUSSEAULT, M. (1989): Rock engineering applications. *McGraw-Hill,* New York.

[2.15] SCHNITTER, N. (1994): A history of dams – the useful pyramids. *A.A. Balkema,* Rotterdam.

[2.16] PRESS, H. (1958): Stauanlagen und Wasserkraftwerke – 1. Teil: Talsperren. *Wilhelm Ernst & Sohn,* Berlin.

[2.17] NATIONAL RESEARCH COUNCIL, COMMITTEE ON THE SAFETY OF EXISTING DAMS (1983): Safety of existing dams – evaluation and improvement. *National Academy Press*, Washington, D.C..
[2.18] ICOLD (1984, 1988): World register of dams. *Full Edition: 1984, Updating: 1988*, Paris.
[2.19] LEMPÉRIÈRE, F. (1997): The impact of construction methods and design criteria on the cost and safety of dams. *Hydropower & Dams, Issue Two*.
[2.20] EDMZ (1998): Verordnung über die Sicherheit der Stauanlagen. *Stand am 30. Dezember 2003, No. 721.102.d*, Bern.
[2.21] BIEDERMANN, R. (1996): Talsperren, die der Oberaufsicht des Bundes unterstellt sind. *Wasser, Energie, Luft, 88 (10)*, Baden.
[2.22] BIEDERMANN, R. (1986): Stauanlagen und Erdbeben. Die Aufgaben der Überwachungsorgane des Bundes. *Wasser, Energie, Luft, 78 (10)*, Baden.
[2.23] SCHNITTER, N., MÖRGELI, H.P. (1994): Staumauern und Staudämme. *Broschüre, SNGT, VSE, INFEL*, Zürich.
[2.24] TERZAGHI, K. (1962): Dam foundation on sheeted granite. *Géotechnique 12*.
[2.25] EWERT, F.-K. (1985): Rock grouting with emphasis on dam sites. *Springer*, Berlin.
[2.26] ICOLD (1993): Rock foundations for dams. *Bulletin 88*, Paris.
[2.27] BÖSCH, K. (1962): Injektionen im Fels. *Schw. Bauzeitung 80 (1)*, Zürich.
[2.28] MANE, P.M. (1974): Design and construction of gravity dams. *In: ICOLD „Lessons from Dam Incidents"*, Paris.
[2.29] MARTIN, D.O. (1974): Understanding and treatment of dam foundations. *In: ICOLD „Lessons from Dam Incidents"*, Paris.
[2.30] ICOLD (1995): Dam failures – statistical analysis. *Bulletin 99*, Paris.
[2.31] KOVÁRI, K. (2001): Analyse und Handhabung von Risiken im Tunnelbau am Beispiel Zimmerbergtunnel. *In: sia D 0169, „Tunnelvortriebe im Raum Zürich, Risikomanagement im Untertagbau"*, Zürich.
[2.32] SNGT (1997): 1980 - 1996: Eine Talsperrenepoche – In Anerkennung des Wirkens von Dr. Rudolf Biedermann, Chef der Sektion Talsperren des Bundesamtes für Wasserwirtschaft. *Festschrift*, Baden.
[2.33] ICOLD (1987): Dam safety guidelines. *Bulletin 59*, Paris.
[2.34] SIA (1989): Einwirkungen auf Tragwerke. *Norm 160, SIA*, Zürich.
[2.35] ETH ZÜRICH, UNIVERSITÄT ST. GALLEN, ETH LAUSANNE (2000): Nachdiplomkurs Risiko und Sicherheit. *Kursunterlagen.*
[2.36] RENN, O. (2000): Risikowissenschaft und Risikomanagement. *In: „Risiko und Sicherheit", Magazin der Universität Zürich Nr. 3/00, Bulletin der ETH Zürich Nr. 279/Nov. 2000*, Zürich.
[2.37] BUNDESAMT FÜR WASSER UND GEOLOGIE (2002): Sicherheit der Stauanlagen – Basisdokument zur konstruktiven Sicherheit. *Berichte des BWG, Serie Wasser, Version 1.0*, Biel.
[2.38] BIEDERMANN, R. (1987): Talsperren; Planung für Notfälle. *Wasser, Energie, Luft, 79 (7/8)*, Baden.
[2.39] KOVÁRI, K., FRITZ, P. (1989): Re-evaluation of the sliding stability of concrete structures on rock with emphasis on European experience. *Dept. of the army, US Corps of Engineers*, Washington, DC.
[2.40] PROJEKTLEITUNG SWISSCODES (2003): Neue Begriffe in den Swisscodes. *In: „Swisscodes – die neuen Tragwerksnormen des SIA", Sonderheft von Tec 21, sia*, Zürich.
[2.41] STK (2000): Konstruktive Sicherheit der Talsperren: Nutzungsplan und Sicherheitsplan. *Arbeitsgruppe Talsperrenbeobachtung, Untergruppe Sicherheitsphilosophie*, Lausanne.
[2.42] WHITMAN, R.V. (1984): Evaluating calculated risk in geotechnical engineering. *J. Geotech. Engrg., ASCE, 110(2).*
[2.43] PECK, R.P. (1980): Where has all the judgement gone? *The fifth Laurits Bjerrum memorial lecture, Can. Geotech. J., vol. 17.*
[2.44] BOUTELLIER, R., ORTEGA, I. (1998): Einstürze als Anstösse für Innovationen. *Schw. Ing. und Arch. SI+A 3/4*, Zürich.
[2.45] CLAR, E. (1964): Geological aspects of investigation. *In: „On the Practice of Foundation Rock Investigation in Austria" (Eds. Clar, Müller-Pacher, Petzny & Steinböck), Part A, 8. Talsperrenkongress, vol. 1*, Edingburg.
[2.46] TALOBRE, J.A. (1967): La mécanique des roches. *Deuxième édition, Dunod*, Paris.
[2.47] TERZAGHI, K. (1929): Effect of minor geologic details on the safety of dams. *American Inst. of Mining and Metallurgical Engineers, Inc., Proc. of New York Meeting*, New York.

3 Beschreibung

[3.1] THIER, H.-J., EULITZ, C.-M., SCHEUERMANN, S., GEORGI, E. (1977): ABC Technik und Naturwissenschaft. *Harri Deutsch*, Frankfurt/Main.

[3.2] SANDERS, B. (1948/50): Einführung in die Gefügekunde geologischer Körper. *Teil 1 (1948), Teil 2 (1950), Springer*, Wien.

[3.3] MURAWSKI, H. (1983): Geologisches Wörterbuch. *8. Auflage, Enke*, Stuttgart.

[3.4] SIA (1998): Erfassen des Gebirges im Untertagbau. *Norm 199, SIA*, Zürich.

[3.5] RICHARDS, L. (1993): Case examples of rock mechanics principles used in rock engineering. *In: Comprehensive Rock Engineering, vol. 1 (Ed. Hudson), Pergamon Press*, London.

[3.6] HENCHER, S.R. (1987): The implications of joints and structures for slope stability. *In: Slope Stability (Eds. Anderson & Richards), J. Wiley & Sons*, New York.

[3.7] GOLZÉ, A.R. (1977): Handbook of dam engineering. *Van Nostrand Reinhold Comp.*, New York.

[3.8] BLIND, H. (1987): Wasserbauten aus Beton. *Ernst & Sohn*, Berlin.

[3.9] BELLPORT, B.P. (1974): Design and construction of arch dams. *In: ICOLD „Lessons from Dam Incidents“*, Paris.

[3.10] MGALOBELOV, B., LANDAU, A. (1997): Non-conventional concrete dams on rock foundations. *A.A. Balkema*, Rotterdam.

[3.11] DIN 19700 (1986): Stauanlagen. *Teil 11, Beuth*, Berlin.

[3.12] SCHNITTER, N. (1994): A history of dams – the useful pyramids. *A.A. Balkema*, Rotterdam.

[3.13] LOMBARDI, G. (1988): Querkraftbedingte Schäden in Bogensperren. *Wasser, Energie, Luft, 80 (5/6)*, Baden.

[3.14] AUMANN, G. (1994): Aufbau qualitativ hochwertiger digitaler Geländemodelle aus Höhenlinien. *Diss.*, Techn. Univ. München.

[3.15] DIKAU, R. (1989): The application of a digital relief model to landform analysis in geomorphology. *In: „Three dimensional applications in geographic information systems“ (Ed. Raper), Taylor and Francis*, London.

[3.16] BRÄNDLI, M. (1998): Informationsgewinnung aus Oberflächendaten. *NDK in angewandten Erdwissenschaften „Digitale Erfassung und Modellierung geologischer Daten“*, ETH Zürich.

[3.17] WAHLSTROM, E. (1974): Dams, dam foundations and reservoir sites. *In: „Developements in Geotechnical Engineering“, Elsevier*, Amsterdam.

[3.18] SCHUSTER, R.L. (2000): Dams built on pre-existing landslides. *In: Conf. Proc. GeoEng 2000, vol. 1*, Melbourne.

[3.19] FASCHING, A. (2001): Improvement of acquisition methods for geotechnical data. *TU Graz, Inst. für Felsmechanik und Tunnelbau, Heft 12b*, Graz.

[3.20] GAICH, A., POETSCH, M., FASCHING, A., SCHUBERT, W. (2004): Measurement of rock mass parameters based on 3D imaging. *In: Proc. X Ciclo di Conf. di Meccanica e ingegneria delle rocce, „La caratterizazione degli ammassi rocciosi nella progettazione geotecnica“ (Ed. Barla), Patron*, Turin.

[3.21] TERZAGHI, K. (1962): Dam foundation on sheeted granite. *Géotechnique 12.*

[3.22] PITEAU, D.R. (1973): Characterizing and extrapolating rock joint properties in engineering practice. *Rock Mechanics, Suppl. 2, Springer*, Wien.

[3.23] PACHER, F. (1959): Kennziffern des Flächengefüges. *Geol. und Bauwesen, 24.*

[3.24] MÜLLER, L. (1963): Der Felsbau. *Enke*, Stuttgart.

[3.25] REUTER, F., KLENGEL, K.J., PASEK, J. (1992): Ingenieurgeologie. *Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, 3. Auflage*, Leipzig.

[3.26] MARTIN, D., HUBER-ALEFFI, A. (1984): Das Kristallin des Südschwarzwaldes. *Nagra Technical Report 84-30*, Baden.

[3.27] ISRM (1978): Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min Sci. Geomech. Abstr. 15.*

[3.28] FECKER, E., REIK, G. (1987): Baugeologie. *Enke*, Stuttgart.

[3.29] HOEK, E., KAISER, P.K., BAWDEN, W.F. (1995): Support of underground excavations in hard rock. *A.A. Balkema*, Rotterdam.

[3.30] WITTKE, W. (1984): Felsmechanik – Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels. *Springer*, Berlin.

[3.31] WHITTEN, D.G.A., BROOKS J.R.V. (1972): The Penguin dictionary of geology. *Penguin Books*, England.

[3.32] GOODMAN, R.E. (1993): Engineering geology – rock in engineering construction. *J. Wiley & Sons*, New York.

[3.33] BLYTH, F.G.H., DE FREITAS, M.H. (1984): A geology for engineers. *7th Edition, Arnold*, London.

[3.34] LABHART, T. (1986): Geologie – Einführung in die Erdwissenschaften. *5. Auflage, Hallwag,* Bern.
[3.35] PRICE, N.J. (1966): Fault and joint development in brittle and semi-brittle rock. *Pergamon Press,* Oxford.
[3.36] HEITZMANN, P. (1985): Kakirite, Kataklasite, Mylonite – Zur Nomenklatur der Metamorphite mit Verformungsgefügen. *Eclogae geol. Helv., vol. 78 (2),* Basel.
[3.37] DEERE, D. (1976): Dams on rock foundations – some design questions. *In: Proc. of Specialty Conf. of Geotechn. Eng. Div. „Rock Eng. for Foundations and Slopes", ASCE,* Boulder.
[3.38] DEERE, D. (1981): Engineering geology for concrete dam foundations. *In: „Recent Developments in Geomechanical Engineering for Hydro Projects" (Ed. Kulhawry),* New York.
[3.39] CASINADER, R. (1980): Systematic weak seams in dam foundations. *In: Symp. on Problems and Practice of Dam Engineering,* Bangkok.
[3.40] FRANKLIN, J., DUSSEAULT, M. (1989): Rock engineering applications. *McGraw-Hill,* New York.
[3.41] BRUNNER, F.K., SCHEIDEGGER, A.E. (1973): Exfoliation. *Rock Mech. 5, Springer,* Wien.
[3.42] TWIDALE, C.R. (1973): On the origin of sheet jointing. *Rock Mech. 5, Springer,* Wien.
[3.43] SARKARIA, G.S., ANDRIOLO, F.R. (1995): Special factors in design of high RCC gravity dams. *Int. Water Power & Dam Construction, Part I, April 1995.*
[3.44] NONVEILLER, E. (1989): Grouting, theory and practice. Developments in Geotechnical Engineering, 57. *Elsevier,* Amsterdam.
[3.45] EWERT, F.-K. (1985): Rock grouting with emphasis on dam sites. *Springer,* Berlin.
[3.46] EWERT, F.-K. (1997): Permeability, groutability and grouting of rocks related to dam sites. *Dam Engineering, VIII (1- 4).f*
[3.47] LUGEON, M. (1933): Barrages et geologie. *Dunod,* Paris.
[3.48] FREEZE, R.A., CHERRY, J.A. (1979): Groundwater. *Prentice-Hall, Englewood Cliffs,* New Jersey.
[3.49] DEUTSCH, R. (2003): Veränderung der Durchlässigkeits- und Stabilitätsverhältnisse im Untergrund von Talsperren. *Felsbau 21 (3).*
[3.50] KOVÁRI, K., FRITZ, P. (1993): Re-evaluation of the stability of large concrete structures on rock. *In: Comprehensive Rock Engineering, vol. 4 (Ed. Hudson), Pergamon Press,* London.
[3.51] DR. VOLLENWEIDER AG (2000): Zustandsüberprüfung von Fundationen bestehender Kunstbauten. *VSS 544,* Zürich.
[3.52] WYLLIE, D.C. (1999): Foundations on rock. *2nd Edition, Spon,* London.
[3.53] WIDMANN, R. (1997): Zur Gründung von Staumauern. *Felsbau 15 (1).*

4 Tragwerk

[4.1] ICOLD (1988): Dam design criteria – the philosophy of their selection. *Bulletin 61,* Paris.
[4.2] DIN 19700 (1986): Stauanlagen – Gemeinsame Festlegungen. *Teil 10, Beuth,* Berlin.
[4.3] PROJEKTLEITUNG SWISSCODES (2003): Neue Begriffe in den Swisscodes. *In: „Swisscodes – die neuen Tragwerksnormen des SIA", Sonderheft von Tec 21, sia,* Zürich.
[4.4] VOLLENWEIDER, U. (1995): Standsicherheit von Böschungen – Anwendung des neuen Bemessungskonzeptes. *SIA D 0130, Neue Normen in der Geotechnik (CEN und SIA),* Zürich.
[4.5] HOEK, E., RIPPERE, K.H., STACEY, P.F. (2000): Large-scale slope designs – a review of the state of the art. *In: „Slope Stability in Surface Mining", (Hustrulid, McCarter & Van Zyl), Soc. for Mining, Metallurgy and Exploration Inc.,* Colorado.
[4.6] GAUTSCHI, M.A. (1995): Geologisch-geotechnische Grundlagen für die neuen Normen 191 und 192. *SIA D 0130 „Neue Normen in der Geotechnik" (CEN und SIA),* Zürich.
[4.7] KOVÁRI, K., FRITZ, P. (1989): Re-evaluation of the sliding stability of concrete structures on rock with emphasis on European experience. *Dept. of the army, US Corps of Engineers,* Washington, DC.
[4.8] ICOLD (1974): Lessons from dam incidents. *Complete Edition,* Paris.
[4.9] DIN 19700 (1986): Stauanlagen. *Teil 11, Beuth,* Berlin.
[4.10] LANG, H., HUDER, J. (1990): Bodenmechanik und Grundbau. *4. Auflage, Springer,* Berlin.
[4.11] MATHOUSEK, M., SCHNEIDER, J. (1976): Untersuchungen zur Struktur des Sicherheitsproblems bei Bauwerken. *ETH Zürich, IBK-Bericht 59, Birkhäuser,* Basel.
[4.12] UNBEKANNT (1997): Informed decisions. *Int. Water Power & Dam Construction, Dec. 1997.*
[4.13] ICOLD (1995): Dam failures statistical analysis. *Bulletin 99,* Paris.
[4.14] DOUGLAS, K., SPANNAGLE, M., FELL, R. (1999): Analysis of concrete and masonry dam incidents. *Hydropower & Dams, Issue Four.*
[4.15] SCHNITTER, N. (1976): Statistische Sicherheit der Talsperren. *Wasser, Energie, Luft, 68 (5),* Baden.

[4.16] SERAFIM, J.L. (1981): Safety of dams judged from failures. *Water Power & Dam Construction, Dec. 1981.*

[4.17] GRUNER, E. (1963): Dam desasters. *In: Proc. I.C.E. 24.*

[4.18] MANE, P.M. (1974): Design and construction of gravity dams. *In: ICOLD „Lessons from Dam Incidents“,* Paris.

[4.19] SERAFIM, J.L. (1982): Safety aspects in the design and inspection of dams. *Water Power & Dam Construction, May 1982.*

[4.20] KALOUSTIAN, E.S. (1984): Statistical analysis of distribution of concrete dam rock foundations failures. *In: Proc. Int. Conf. on Dam Safety of Dams,* Coimbra.

[4.21] HOEK, E., LONDE, P. (1974): Surface workings in rock. *In: Proc. 3rd Cong. of ISRM, vol. 1, Part A, Theme 3,* Denver.

[4.22] BLIND, H. (1983): The safety of dams. *Water Power & Construction, May 1983.*

[4.23] SERAFIM, J.L., COUTINHO-RODRIGUES, J.M. (1989): Statistics of dam failures: a preliminary report. *Water Power & Dam Construction, April 1989.*

[4.24] ICOLD (1993): Rock foundations for dams. *Bulletin 88,* Paris.

[4.25] TALOBRE, M.J. (1957): La mécanique des roches appliquée aux travaux publics. *Dunod,* Paris.

[4.26] JAEGER, CH. (1972): Rock mechanics and engineering. *Cambridge at the University Press,* London.

[4.27] JANSEN, R.B. (1983): Dams and public safety. *U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation,* Denver.

[4.28] BELLIER, J. (1967): Le barrage de Malpasset. *Travaux, Juillet 1967, Science et Industrie,* Paris.

[4.29] SNGT (1982): Abnormal behaviour of Zeuzier arch-dam (Switzerland). *Special Issue to ICOLD, April 1982, Wasser, Energie, Luft, 74 (3),* Baden.

[4.30] SERAFIM, J.L. (1964): The behaviour of arch dams and their foundations. *Water Power & Dam Construction, May 1964.*

[4.31] SCHNEIDER, T. (1983): Die Aufgaben des Geologen im Rahmen der 5-Jahres-Kontrolle. *Wasser, Energie, Luft, 75 (11/12),* Baden.

[4.32] THOMAS, H. (1976): The engineering of large dams. *J. Wiley & Sons,* New York.

[4.33] HAMEL, J.V. (1976): Libby dam left abutment rock wedge stability. *Rock Eng. for Foundations and Slopes, vol. 1,* Colorado.

[4.34] MÜLLER, L. (1964): The rock slide in the Vajont valley. *Rock Mech. and Eng. Geol., vol. II/3-4, Springer,* Wien.

[4.35] TALOBRE, J.A. (1967): La mécanique des roches. *Deuxième édition, Dunod,* Paris.

[4.36] JOHNSON, F.A., ILLES, P. (1976): A classification of dam failures. *Water Power & Dam Construction, December 1976.*

[4.37] MÜLLER-SALZBURG, L. (1992): Der Felsbau. *Zweiter Band, Teil A: Gründungen, Wasserkraftanlagen (1. Abschnitt), Enke,* Stuttgart.

[4.38] VOGEL, A. (1998): Risk classification of dams in relation to a failure-cause-specific break-mechanism. *In: Dam Safety (Ed. Berga), A.A. Balkema,* Rotterdam.

[4.39] SHARMA, R.P., SASAKI, B.T. (1985): Rehabilitation of earthquake-shaken Pacoima arch dam. *In: Question 59, Report 16, ICOLD, 15. Congr.,* Florenz.

[4.40] HATZOR, Y.H., GOODMAN, R.E. (1997): Three-dimensional back-analysis of saturated rock slopes in discontinuous rock – a case study. *Géotechnique 47 (4).*

[4.41] BEYELER, P., HAUENSTEIN, W., LIER, P., OTTO, B. (1997): Performance as an indicator of the safety of dams with special reference to the wide spanned arch dam Sta. Maria. *In: Hydropower'97 (Eds. Broch, Lysne, Flatabo & Helland-Hansen), A.A. Balkema,* Rotterdam.

[4.42] BUDWEG, F.M.G. (1997): Incidents and failures of dams. *In: Question 75, General Report, ICOLD, 18. Congr.,* Florenz.

[4.43] MARTIN, D.O. (1974): Understanding and treatment of dam foundations. *In: ICOLD „Lessons from Dam Incidents“,* Paris.

[4.44] TERZAGHI, K., JELINEK, R. (1954): Bodenmechanik. *Springer,* Berlin.

[4.45] BACHMANN, H. (1970): Die Arbeit des Ingenieurs zwischen Wirklichkeit und Algorithmus. *Schw. Bauzeitung, 88 (49),* Zürich.

[4.46] CARRERE, A., TARDIEU, B., OZANAM, O. (1993): Uses and misuses of realistic numerical models in dam safety evaluation – application to embankment dams, concrete dams and their foundation. *In: Int. Workshop on Dam Safety Evaluation, Vol. 2,* Grindelwald.

[4.47] FANELLI, M. (1997): The scientific definition and measure of dam safety: Is the Emperor fully clothed? *Hydropower & Dams, Issue Two.*

[4.48] LOMBARDI, G. (1996): On the limits of structural analysis of dams. *Hydropower & Dams, Issue Five.*

[4.49] PÜRER, E.K. (2001): Die Rolle der Felsmechanik beim Bau und Betrieb grosser Wasserkraftanlagen. *Felsbau 19 (5).*

[4.50] LOMBARDI, G. (1988): Querkraftbedingte Schäden in Bogensperren. *Wasser, Energie, Luft, 80 (5/6),* Baden.

[4.51] STARFIELD, A.M., CUNDALL, P.A. (1988): Towards a methodology for rock mechanis modelling. *Int. J. Rock Mech. Min Sci. Geomech. Abstr. 25 (3).*

[4.52] VOLLENWEIDER, U. (2004): Interaktion Baugrund – Bauwerk in der Norm sia 267 Geotechnik. *Mitteilung 148, SGBF, Frühjahrstagung,* Burgdorf.

[4.53] KOVÁRI, K. (1987): Rock foundations and slopes. *In: Proc. 6th Int. Cong. on Rock Mech., vol. III, Theme II,* Montréal.

[4.54] DEERE, D.U., HENDRON, A.J., PATTON, F.C., CORDING, E.J. (1966): Design of surface and near-surface construction in rock. *In: „Failure and Breakage of Rock", Proc. 8th Symp. on Rock Mech., Minnesota, Amer. Inst. of Min. Eng.,* New York.

[4.55] CHEN, W.F. (1975): Limit analysis and soil plasticity. *Elsevier,* Amsterdam.

[4.56] LOMBARDI, G. (1991): Stoffgesetze für Felsfundationen von Betonsperren. *Felsbau 9 (2).*

[4.57] SAYIR, M., ZIEGLER, H. (1982): Mechanik 1 – Grundlagen und Statik. *Basler Lehrbücher Physik, Birkhäuser,* Basel.

[4.58] HOEK, E. (1976): Rock slopes. *In: Proc. of Specialty Conf. of Geotechn. Eng. Div. „Rock Eng. for Foundations and Slopes", ASCE,* Boulder.

5 Kinematik

[5.1] SAYIR, M., ZIEGLER, H. (1982): Mechanik 1 – Grundlagen und Statik. *Basler Lehrbücher Physik, Birkhäuser,* Basel.

[5.2] HENCHER, S.R. (1987): The implications of joints and structures for slope stability. *In: Slope Stability (Eds. Anderson & Richards), J. Wiley & Sons,* New York.

[5.3] GLYNN, E.F., EINSTEIN, H.H. (1979): Probability of kinematic instability in rock slopes – a numerical approach. *In: 20th U.S. Symp. on Rock Mech., Center for Earth Sci. and Eng., University of Texas,* Austin.

[5.4] SERAFIM, J.L., SAENZ, F.R. (1966): Calculation of stability of slopes of dam foundations. *In: Proc. 1st Int. Congr. of ISRM,* Lisboa.

[5.5] GOODMAN, R.E., TAYLOR, R.L. (1966): Methods of analysis for rock slopes and abutments: a review of recent developments. *In: „Failure and Breakage of Rock", Proc. 8th Symp. on Rock Mech.,* Minnesota.

[5.6] SCOBLE, M.J., LEIGH, W.J.P. (1982): Factors governing the stability of rock slopes in British surface coal mining. *In: „Issues in Rock Mechanics", 23rd U.S. Symp. on Rock Mech. (Eds. Heuze, Goodman),* Berkeley.

[5.7] LAUFFER, H. (1999): Findings old and new relating to the dam foundation problems encountered at Malpasset (F), Sta. Maria (CH) and Kölnbrein (A) as predicted by D.C. Henny in 1929. *Dam Engineering, X (1).*

[5.8] ALONSO, E., CAROL, I., DELAHAYE, C., GENS, A., PRAT, P. (1996): Evaluation of safety factors in discontinuous rock. *Int. J. Rock Mech. Min Sci. Geomech. Abstr. 33 (5).*

[5.9] CARTNEY, S.A. (1977): The ubiquitous joint method. Cavern design at Dinorwic Power Station. *Tunnels & Tunnelling, May.*

[5.10] PACHER, F. (1966): Beitrag zum Mechanimus der Bruchbildung in geklüfteten Medien. *In: Proc. 1st Int. Congr. of ISRM,* Lisboa.

[5.11] ROCHA, M. (1978): Analysis and design of the foundations of concrete dams. *In: Int. Symp. on Rock Mech. related to Dam Foundations, vol. 2,* Brazil.

[5.12] LONDE, P., TARDIEU, B. (1975): Practical rock foundation design for dams. *In: Proc. 16th Symp. on Rock Mech.,* Minneapolis.

[5.13] ISRM (1978): Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min Sci. Geomech. Abstr. 15.*

[5.14] HOEK, E. (1991): When is a design in rock engineering acceptable? *In: Proc. 7th Int. Cong. on Rock Mech., vol. III,* Aachen.

[5.15] PITEAU, D.R., PECKOVER, F.L. (1978): Engineering of rock slopes. *In: „Landslides: Analysis and Control", Special Report 176, Transportation Research Board/National Acad. of Sciences.*

[5.16] HOEK, E., LONDE, P. (1974): Surface workings in rock. *In: Proc. 3rd Cong. of ISRM, vol. 1, Part A, Theme 3,* Denver.

[5.17] U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1996): Rock foundations. *Technical engineering and design guides as adapted from the U.S. Army Corps of Engineers, No. 16, ASCE,* New York.
[5.18] GOODMAN, R.E., KIEFFER, D.S. (2000): Behaviour of rock in slopes. *J. Geotech. Geoenv. Eng., August.*
[5.19] DEERE, D. (1981): Engineering geology for concrete dam foundations. *In: „Recent Developments in Geomechanical Engineering for Hydro Projects" (Ed. Kulhawry),* New York.
[5.20] DEERE, D. (1979): The importance of weak geological features. *In: Proc. 4th Int. Cong. on Rock Mech., vol. III,* Montreux.
[5.21] DOUGLAS, K., SPANNAGLE, M., FELL, R. (1999): Analysis of concrete and masonry dam incidents. *Hydropower & Dams, Issue Four.*
[5.22] MÜLLER, L. (1963): Der Felsbau. *Enke,* Stuttgart.
[5.23] KOVÁRI, K., FRITZ, P. (1984): Recent developments in the analysis and monitoring of rock slopes. *In: IVth Int. Symp. on Landslides,* Toronto.
[5.24] JENNINGS, J.E. (1970): A mathematical theory for the calculation of the stability of slopes in open cast mines. *In: „Planning Open Pit Mines",* Johannesburg.
[5.25] JAEGER, J.C. (1971): Friction of rocks and stability of rock slopes. *Géotechnique 21 (2).*
[5.26] GOODMAN, R.E. (2003): A hierarchy of rock slope failure modes. *Felsbau 21 (2).*
[5.27] CASINADER, R. (1980): Systematic weak seams in dam foundations. *In: Symp. on Problems and Practice of Dam Engineering,* Bangkok.
[5.28] SORIANO, A., SÁNCHEZ, F.J. (1998): Evaluation of safety against foundation failure of concrete dams. *In: „Dam Safety", (Ed. Berga), Balkema,* Rotterdam.
[5.29] BOBET, A. (1999): Analytical solutions for toppling failure. *Int. J. Rock Mech. Min Sci. 36.*
[5.30] AYDAN, Ö., KAWAMOTO, T. (1992): The stability of slopes and underground openings against flexural toppling and their stabilisation. *Rock Mech. Rock Engng., 25 (3), Springer,* Wien.
[5.31] GOODMAN, R.E., BRAY, J.W. (1976): Toppling of rock slopes. *In: Proc. of Specialty Conf. of Geotechn. Eng. Div. „Rock Eng. for Foundations and Slopes", ASCE,* Boulder.
[5.32] HOEK, E., BRAY, J.W. (1996): Rock slope engineering. *Rev. 3rd Edition, Inst. of Mining and Metallurgy,* London.
[5.33] SAGASETA, C. (1986): On the modes of instability of a rigid block on an inclined plane. *Rock Mech. Rock Engng., 19, Springer,* Wien.
[5.34] LONDE, P., TARDIEU, B. (1975): Practical rock foundation design for dams. *In: Proc. 16th Symp. on Rock Mech.,* Minneapolis.
[5.35] KIEFFER, D.S. (2003): Rotational instability of hard rock slopes. *Felsbau 21 (2).*
[5.36] CAVERS, D.S. (1981): Simple methods to analyze buckling of rock slopes. *Rock Mech. 14, Springer,* Wien.
[5.37] FROLDI, P., LUNARDI, P. (1995): Buckling failure phenomena and their analysis. *In: „Mechanics of Jointed and Faulted Rock", MJFR-2 (Ed. Rossmanith), Balkema,* Rotterdam.
[5.38] WARBURTON, P.M. (1981): Vector stability analysis of an arbitrary polyhedral rock block with any number of free faces. *Int. J. Rock Mech. Min Sci. Geomech. Abstr. 18.*
[5.39] GOODMAN, R.E., SHI, G. (1985): Block theory and its application to rock engineering. *Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs,* New Jersey.
[5.40] WITTKE, W. (1984): Felsmechanik – Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels. *Springer,* Berlin.

6 Einwirkungen

[6.1] SIA (2003): Grundlagen der Projektierung von Tragwerken. *Norm 260, SIA,* Zürich.
[6.2] SIA (2003): Einwirkungen auf Tragwerke. *Norm 261, SIA,* Zürich.
[6.3] BUNDESAMT FÜR WASSER UND GEOLOGIE (2002): Sicherheit der Stauanlagen. *Richtlinien des BWG, Version 1.1,* Biel.
[6.4] BUNDESAMT FÜR WASSER UND GEOLOGIE (2002): Sicherheit der Stauanlagen – Basisdokument zur konstruktiven Sicherheit. *Berichte des BWG, Serie Wasser, Version 1.0,* Biel.
[6.5] CARMICHAEL, R.S. (1989): Practical handbook of physical properties of rocks and minerals. *CRC Press,* Boca Raton.
[6.6] WYLLIE, D.C. (1999): Foundations on rock. *2nd Edition, Spon,* London.
[6.7] WIELAND, M. (1977): State-of-the-Art Report über das dynamische Verhalten von Staumauern und von Staumauerbeton während Erdbeben. *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Nr. 24,* Zürich.

[6.8] NATIONALE ALARMZENTRALE (2004): Einsatzkonzept für den Fall eines Erdbebens in der Schweiz – Grundlagen. *Bundesamt für Bevölkerungsschutz (BABS), Konzeption und Koordination,* Zürich.

[6.9] STUDER, J., ZIEGLER, A. (1983): Grundlagen zur Berechnung von Bemessungserdbeben. *Mitteilungen des Inst. für Grundbau und Bodenmechanik, Nr. 122,* Zürich.

[6.10] SNGT (1991): Erdbeben und Talsperren in der Schweiz. *Bericht der Arbeitsgruppe für Erdbebenfragen,* Baden.

[6.11] WIELAND, M. (1978): Erdbebenbedingte dynamische Beanspruchung einer Gewichtsmauer mit Berücksichtigung der Interaktion des Stausees. *Diss. 6197,* ETH Zürich.

[6.12] NATIONAL RESEARCH COUNCIL, COMMITTEE ON THE SAFETY OF EXISTING DAMS (1983): Safety of existing dams – evaluation and improvement. *National Academy Press,* Washington, D.C..

[6.13] KOLEKOVA, Y., FLESCH, R., LENHARDT, W. (1996): Erdbebensicherheit im Grundbau – Erfahrungsberichte. *Felsbau 14 (5).*

[6.14] BIEDERMANN, R. (1986): Stauanlagen und Erdbeben. Die Aufgaben der Überwachungsorgane des Bundes. *Wasser, Energie, Luft, 78 (10),* Baden.

[6.15] HUBER, B., LINSBAUER, H. (1996): Erdbebenschäden an Talsperren – selektive Beurteilung. *Felsbau 14 (5).*

[6.16] BUDWEG, F.M.G. (1997): Incidents and failures of dams. *In: Question 75, General Report, ICOLD, 18. Congr.,* Florenz.

[6.17] BUNDESAMT FÜR WASSER UND GEOLOGIE (2003): Sicherheit der Stauanlagen – Basisdokument zu dem Nachweis der Erdbebensicherheit. *Berichte des BWG, Serie Wasser, Version 1.2,* Biel.

[6.18] WIELAND, M. (2004): Zur Erdbebensicherheit bestehender Talsperren. *In: D-A-CH-Mitteilungsblatt, Band 79.*

[6.19] ICOLD (1975): A review of earthquake resistant design of dams. *Bulletin 27,* Paris.

[6.20] LENHARDT, W. (1996): Zur Abschätzung von Erdbebenbelastungen. *Felsbau 14 (5).*

[6.21] KLICHE, CH. (1999): Rock slope stability. *Soc. for Mining, Metallurgy and Exploration Inc.,* Colorado.

[6.22] U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1996): Rock foundations. *Technical engineering and design guides as adapted from the U.S. Army Corps of Engineers, No. 16, ASCE,* New York.

[6.23] CHRISTIAN, J., URZUA, A. (1998): Probabilistic evaluation of earthquake-induced slope failure. *J. Geotech. Engrg., ASCE, 124 (11).*

[6.24] THOMAS, H. (1976): The engineering of large dams. *J. Wiley & Sons,* New York.

[6.25] BURY, K., KREUZER, H. (1985): Assessing the failure probability of gravity dams. *Int. Water Power & Dam Construction, November 1985.*

[6.26] VELTROP, J. (1975): Safety, design criteria and numerical analysis of concrete dams. *In: Int. Symp. on Criteria and Assumptions for Numerical Analysis of dams,* Swansea.

[6.27] DUNGAR, R. (1991): Bounded safety evaluation and its application for seismic loading of arch dams. *Dam Engineering, II (2).*

[6.28] HOEK, E., LONDE, P. (1974): Surface workings in rock. *In: Proc. 3rd Cong. of ISRM, vol. 1, Part A, Theme 3,* Denver.

[6.29] GALE, J.E., WITHERSPOON, P.A. (1977): Effect of fracture deformation on fluid pressure distribution – an indicator of slope instability. *Can. Geotech. J., vol. 14.*

[6.30] ICOLD (1993): Rock foundations for dams. *Bulletin 88,* Paris.

[6.31] SABARLY, F., PAUTRE, A., LONDE, P. (1970): Quelques réflexions sur la drainabilité des massifs rocheux. *In: Proc. 2nd Cong. of ISRM, vol. 3,* Belgrade.

[6.32] ARN, TH. (1989): Numerische Erfassung der Strömungsvorgänge im geklüfteten Fels. *Diss., Inst. für Bauplanung und Baubetrieb, Fels- und Untertagebau, Mitteilung 1/89,* ETH Zürich.

[6.33] RISSLER, P. (1991): Modellvorstellungen für die Wasserdurchlässigkeit von Fels. *In: General report, Proc. 7th Int. Congr. on Rock Mech., vol. 3,* Aachen.

[6.34] DARCY, H. (1856): Les fontaines publiques de la ville de Dijon. *Dalmont,* Paris.

[6.35] WITTKE, W., ERICHSEN, C. (1990): Böschungsgleichgewicht im Fels. *Grundbau-Taschenbuch, 4. Aufl., Teil 1, Ernst & Sohn,* Berlin.

[6.36] DVWK (1996): Berechnungsverfahren für Gewichtsstaumauern – Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Untergrund. *Merkblatt 242 zur Wasserwirtschaft, Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser mbH,* Bonn.

[6.37] LOUIS, C. (1967): Strömungsvorgänge in klüftigen Medien und ihre Wirkung auf die Standsicherheit von Bauwerken und Böschungen im Fels. *Veröffentlichung, Inst. für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Fridericiana,* Karlsruhe.

[6.38] WITTKE, W. (1984): Felsmechanik – Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels. *Springer,* Berlin.

[6.39] WITTKE, W. (1990): Rock mechanics, theory and applications with case histories. *Springer,* Berlin.
[6.40] SNOW, D.T. (1965): A parallel plate model of fractured permeable media. *Ph.D. dissertation, University of California,* Berkeley.
[6.41] RISSLER, P. (1998): Talsperrenpraxis. *R. Oldenbourg Verlag,* München.
[6.42] BOLLRICH, G. (1996): Technische Hydromechanik. *Band 1, Grundlagen, 4. Auflage. Verlag für Bauwesen,* Berlin.
[6.43] SNGT (1992): Auftrieb bei Betonsperren. *Arbeitsgruppe Auftrieb,* Baden.
[6.44] DE BOER, R., SCHIFFMANN, R.L., GIBSON, R.E. (1996): The origins of the theory of consolidation: the Terzaghi-Fillunger dispute. *Géotechnique 46 (2).*
[6.45] LAUFFER, H. (1999): Findings old and new relating to the dam foundation problems encountered at Malpasset (F), Sta. Maria (CH) and Kölnbrein (A) as predicted by D.C. Henny in 1929. *Dam Engineering, X (1).*
[6.46] WITTKE, W., LOUIS, C. (1966): Zur Berechnung des Einflusses der Bergwasserströmung auf die Standsicherheit von Böschungen und Bauwerken in zerklüftetem Fels. *In: Proc. 1st Int. Congr. of ISRM,* Lisboa.
[6.47] DEERE, D. (1976): Dams on rock foundations – some design questions. *In: Proc. of Specialty Conf. of Geotechn. Eng. Div. „Rock Eng. for Foundations and Slopes", ASCE,* Boulder.
[6.48] RESCHER, O.-J. (1981): Geomechanische Modelluntersuchungen für die Gründung von Talsperren. *Rock Mech. Rock Engng., 14 (3), Springer,* Wien.
[6.49] SCHNITTER, N. (1994): A history of dams – the useful pyramids. *A.A. Balkema,* Rotterdam.
[6.50] DU, C. (1997): Concrete shear keys for the foundation treatment of gravity dams. *Hydropower & Dams, Issue Three*.
[6.51] JOHN, K.W. (1975): Design of rock slopes and foundations – review and comments. In: *16th Symp. on Rock Mechanics,* Minneapolis.
[6.52] HOEK, E., RIPPERE, K.H., STACEY, P.F. (2000): Large-scale slope designs – a review of the state of the art. *In: „Slope Stability in Surface Mining", (Hustrulid, McCarter & Van Zyl), Soc. for Mining, Metallurgy and Exploration Inc.,* Colorado.
[6.53] GOLZÉ, A.R. (1977): Handbook of dam engineering. *Van Nostrand Reinhold Comp.,* New York.
[6.54] FRANKLIN, J., DUSSEAULT, M. (1989): Rock engineering applications. *McGraw-Hill,* New York.
[6.55] ICOLD (1988): Dam design criteria – the philosophy of their selection. *Bulletin 61,* Paris.
[6.56] JANSEN, R.B. (1988): Advanced dam engineering for design, construction, and rehabilitation. *Van Nostrand Reinhold,* New York.
[6.57] DIN 19700 (1986): Stauanlagen. *Teil 11, Beuth,* Berlin.
[6.58] BLIND, H. (1987): Wasserbauten aus Beton. *Ernst & Sohn,* Berlin.
[6.59] STUCKY, A., STUCKY, J.P., SCHNITZLER, E. (1961): Conceptions actuelles dans la construction des barrages-voûtes en Suisse. *In: Proc. 7e Cong., ICOLD, "Barrages en Suisse",* Rom.
[6.60] LONDE, P. (1990): Arch dams and Europe. *In: „Dams in Europe and USSR" (Ed. Cotillon, Bartle & Veltrop), ICOLD/Water Power & Dam Construction.*
[6.61] MÜLLER-SALZBURG, L. (1995): Der Felsbau. *Zweiter Band, Teil B: Felsbau über Tage, 2. Teil, Wasserkraftanlagen (2. Abschnitt), Enke,* Stuttgart.
[6.62] WARBURTON, P.M. (1981): Vector stability analysis of an arbitrary polyhedral rock block with any number of free faces. *Int. J. Rock Mech. Min Sci. Geomech. Abstr. 18.*
[6.63] GOODMAN, R.E., SHI, G. (1985): Block theory and its application to rock engineering. *Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs,* New Jersey.

7 Festigkeit

[7.1] ICOLD (1993): Rock foundations for dams. *Bulletin 88,* Paris.
[7.2] THOMAS, H. (1976): The engineering of large dams. *J. Wiley & Sons,* New York.
[7.3] NICHOLSON, G.A. (1983): In situ and laboratory shear devices for rock: a comparison. *Technical report GL-83-14, U.S. Army Corps of Engineers,* Vicksburg.
[7.4] DEERE, D.U., HENDRON, A.J., PATTON, F.C., CORDING, E.J. (1966): Design of surface and near-surface construction in rock. *In: „Failure and Breakage of Rock", Proc. 8th Symp. on Rock Mech., Minnesota, Amer. Inst. of Min. Eng.,* New York.
[7.5] DEERE, D. (1976): Dams on rock foundations – some design questions. *In: Proc. of Specialty Conf. of Geotechn. Eng. Div. „Rock Eng. for Foundations and Slopes", ASCE,* Boulder.

[7.6] DVWK (1996): Berechnungsverfahren für Gewichtsstaumauern – Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Untergrund. *Merkblatt 242 zur Wasserwirtschaft, Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser mbH*, Bonn.

[7.7] GOODMAN, R. (1974): The mechanical properties of joints. *In: Proc. 3rd Cong. of ISRM, vol. 1, Part A, Theme 1,* Denver.

[7.8] KOVÁRI, K., TISA, A. (1974): Höchstfestigkeit und Restfestigkeit von Gesteinen im Triaxialversuch. *Inst. für Strassen- und Untertagbau,* ETH Zürich.

[7.9] SCHNEIDER, H.J. (1975): Reibungs- und Verformungsverhalten von Trennflächen in Fels. *Veröffentlichung, Inst. für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Fridericiana,* Karlsruhe.

[7.10] U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1996): Rock foundations. *Technical engineering and design guides as adapted from the U.S. Army Corps of Engineers, No. 16, ASCE,* New York.

[7.11] KOVÁRI, K., TISA, A. (1995): Triaxial- und Scherversuche mit kontinuierlichen Bruchzuständen. *Mitteilung 131, SGBF, Frühjahrstagung,* Bern.

[7.12] HOEK, E., BRAY, J.W. (1996): Rock slope engineering. *Rev. 3rd Edition, Inst. of Mining and Metallurgy,* London.

[7.13] GOODMAN, R.E. (1989): Introduction to rock mechanics. *2nd Edition, J. Wiley & Sons,* New York.

[7.14] HENCHER, S.R. (1987): The implications of joints and structures for slope stability. *In: Slope Stability (Eds. Anderson & Richards), J. Wiley & Sons,* New York.

[7.15] SCHNEIDER, H.J. (1978): The laboratory direct shear test – an analysis and geotechnical evaluation. *Bulletin of IAEG, 18 (12).*

[7.16] PRATT, H.R., BLACK, A.D., BRACE, W.F. (1974): Friction and deformation of jointed quartz diorite. *In: Proc. 3rd Cong. of ISRM, vol. 2, Part A,* Denver.

[7.17] NICHOLSON, G.A. (1983): Design of gravity dams on rock foundations: Sliding stability assessment by limit equilibrium and selection of shear strength parameters. *Technical report GL-83-13, U.S. Army Corps of Engineers,* Vicksburg.

[7.18] LINK, H. (1967): Zur Beurteilung und Bestimmung der Gleitsicherheit von Gewichts- und Pfeilerstaumauern. *Wasserwirtschaft, 57 (1), Franckh'sche Verlagshandlung,* Stuttgart.

[7.19] KUTTER, H.K., FIGUEROA, A. (1973): Ermittlung eines einfachen Kennwertes zur Bestimmung der Restfestigkeit von Gesteinstrennflächen. *Rock Mech., Suppl. 2, Springer,* Wien.

[7.20] RUIZ, M.D., DE CAMARGO, F.P. (1966): A large field shear test on rock. *In: Proc. 1st Int. Congr. of ISRM,* Lisboa.

[7.21] JIMENEZ SALAS, J.A., URIEL, S. (1964): Some recent rock mechanics testing in Spain. *In: „On the Practice of Foundation Rock Investigation in Austria" (Eds. Clar, Müller-Pacher, Petzny & Steinböck), 8. Talsperrenkongress, vol. 1,* Edingburg.

[7.22] NOSE, M. (1964): Rock test in situ, conventional tests on rock properties and design of Kurobegawa No. 4 dam based thereon. *In: „On the Practice of Foundation Rock Investigation in Austria" (Eds. Clar, Müller-Pacher, Petzny & Steinböck), 8. Talsperrenkongress, vol. 1,* Edingburg.

[7.23] KRSMANOVIC, D., POPOVIC, M. (1966): Large scale field tests of the shear strength of limestone. *In: Proc. 1st Int. Congr. of ISRM,* Lisboa.

[7.24] LANG, H., HUDER, J. (1990): Bodenmechanik und Grundbau. *4. Auflage, Springer,* Berlin.

[7.25] WITTKE, W. (1984): Felsmechanik – Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels. *Springer,* Berlin.

[7.26] FRANKLIN, J., DUSSEAULT, M. (1989): Rock engineering applications. *McGraw-Hill,* New York.

[7.27] WYLLIE, D.C. (1999): Foundations on rock. *2nd Edition, Spon,* London.

[7.28] RENGERS, N. (1971): Mechanische Eigenschaften von Felstrennflächen im direkten Scherversuch. *Veröffentlichung, Inst. für Bodenmechanik und Felsmechanik, Heft 47,* Karlsruhe.

[7.29] PATTON, F.D. (1966): Multiple modes of shear failure in rock. *In: Proc. 1st Int. Congr. of ISRM,* Lisboa.

[7.30] GOLDSTEIN, M.A., GOOSEV, B., PYROGOVSKY, N., TULINOV, R., TUROVSKAYA, A. (1966): Investigation of mechanical properties of cracked rock. *In: Proc. 1st Int. Congr. of ISRM,* Lisboa.

[7.31] LADANYI, B., ARCHAMBAULT, G. (1970): Simulation of shear behaviour of a jointed rock mass. *In: Proc. 11th Symp. on Rock Mech.,* New York.

[7.32] BARTON, N. (1973): Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Eng. Geology 7.*

[7.33] BARTON, N., CHOUBEY, V. (1977): The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mech., 10 (1-2), Springer,* Wien.

[7.34] TSE, R., CRUDEN, D.M. (1979): Estimating joint roughness coefficients. *Int. J. Rock Mech. Min Sci. Geomech. Abstr. 16.*

[7.35] PITEAU, D.R., PECKOVER, F.L. (1978): Engineering of rock slopes. *In: „Landslides: Analysis and Control", Special Report 176, Transportation Research Board/National Acad. of Sciences.*

[7.36] REUTER, F., KLENGEL, K.J., PASEK, J. (1992): Ingenieurgeologie. *Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, 3. Auflage,* Leipzig.
[7.37] DEERE, D. (1981): Engineering geology for concrete dam foundations. *In: „Recent Developments in Geomechanical Engineering for Hydro Projects" (Ed. Kulhawry),* New York.
[7.38] MÜLLER, L. (1963): Der Felsbau. *Enke,* Stuttgart.
[7.39] ISRM (1978): Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min Sci. Geomech. Abstr. 15.*
[7.40] HÖWING, K.-D., KUTTER, H.K. (1985): Mechanisches Verhalten gefüllter Gesteinstrennflächen in Abhängigkeit von der Zusammensetzung des Zwischenmittels. *Geotechnik Sonderheft, Glückauf,* Essen.
[7.41] BARTON, N. (1974): A review of the shear strength of filled discontinuities in rock. *Publ. Nr. 105, Norwegian Geotechnical Institute,* Oslo.
[7.42] WEISSBACH, G. (1979): Die Veränderlichkeit des Restscherwiderstandes von Gesteinstrennflächen. *Bochumer geologische und geotechnische Arbeiten, Heft 1,* Bochum.
[7.43] KOVÁRI, K., FRITZ, P. (1989): Re-evaluation of the sliding stability of concrete structures on rock with emphasis on European experience. *Dept. of the army, US Corps of Engineers,* Washington, DC.
[7.44] JENNINGS, J.E. (1970): A mathematical theory for the calculation of the stability of slopes in open cast mines. *In: „Planning Open Pit Mines",* Johannesburg.
[7.45] FECKER, E., REIK, G. (1987): Baugeologie. *Enke,* Stuttgart.
[7.46] BLYTH, F.G.H., DE FREITAS, M.H. (1984): A geology for engineers. *7th Edition, Arnold,* London.
[7.47] SNGT (1991): Erdbeben und Talsperren in der Schweiz. *Bericht der Arbeitsgruppe für Erdbebenfragen,* Baden.
[7.48] MÜLLER, L. (1963): Der Felsbau. *Enke,* Stuttgart.
[7.49] RISSLER, P. (1998): Talsperrenpraxis. *R. Oldenbourg Verlag,* München.
[7.50] JAFARI, M.K., PELLET, F., BOULON, M., AMINI HOSSEINI, K. (2004): Experimental study of mechanical behaviour of rock joints under cyclic loading. *Rock Mech., 37 (1), Springer,* Wien.
[7.51] HENCHER, S.R. (1981): Friction parameters for the design of rock slopes to withstand earthquake loading. *Dams and Earthquake, TTL,* London.
[7.52] KOVÁRI, K. (1987): Rock foundations and slopes. *In: Proc. 6th Int. Cong. on Rock Mech., vol. III, Theme II,* Montréal.
[7.53] HOEK, E., LONDE, P. (1974): Surface workings in rock. *In: Proc. 3rd Cong. of ISRM, vol. 1, Part A, Theme 3,* Denver.
[7.54] LONDE, P. (1975): Comment to Dr. Kanji, p. 156. *In: „Design Methods in Rock Mechanics", 16th U.S. Symp. on Rock Mech., Minnesota, ASCE,* New York.

8 Sicherheitsdefinition

[8.1] KULHAWY, F., PHOON, K. (1996): Engineering judgment in the evolution from deterministic to reliability-based foundation design. *In: Proc. of Uncertainty, Geotechn. Special Publication No. 58, Vol. 1, „Uncertainty in the geologic environment: from theory to praxis", ASCE,* Boulder.
[8.2] OLIPHANT, J. (1993): Managing safety in geotechnical calculations. *In: Proc. of the Int. Symp. on Limit State Design in Geotechnical Engineering,* Copenhagen.
[8.3] RENN, O. (2000): Risikowissenschaft und Risikomanagement. *In: „Risiko und Sicherheit", Magazin der Universität Zürich Nr. 3/00, Bulletin der ETH Zürich Nr. 279/Nov. 2000,* Zürich.
[8.4] LACASSE, S., NADIM, F. (1999): Risk analysis in geo-engineering. *In: Proc. 4th of Rocksite-99,* Bangalore, India.
[8.5] ICOLD (1993): Rock foundations for dams. *Bulletin 88,* Paris.
[8.6] BUNDESAMT FÜR WASSER UND GEOLOGIE (2002): Sicherheit der Stauanlagen – Basisdokument zur konstruktiven Sicherheit. *Berichte des BWG, Serie Wasser, Version 1.0,* Biel.
[8.7] LÜCHINGER, P. (2003): Norm SIA 261 - Einwirkungen. *In: „Swisscodes – die neuen Tragwerksnormen des SIA", Sonderheft von Tec 21, sia,* Zürich.
[8.8] SIA (2003): Grundlagen der Projektierung von Tragwerken. *Norm 260, SIA,* Zürich.
[8.9] PROJEKTLEITUNG SWISSCODES (2003): Neue Begriffe in den Swisscodes. *In: „Swisscodes – die neuen Tragwerksnormen des SIA", Sonderheft von Tec 21, sia,* Zürich.
[8.10] SIA (2003): Geotechnik. *Norm 267, SIA,* Zürich.
[8.11] SCHNEIDER, H. (2004): Grundlagen und Bemessungskonzepte. *SIA D 0197, Geotechnik – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 267,* Zürich.

[8.12] ICOLD (1988): Dam design criteria – the philosophy of their selection. *Bulletin 61,* Paris.
[8.13] MEYERHOF, G. (1995): Development of geotechnical limit state design. *Can. Geotech. J., vol. 32.*
[8.14] ALONSO, E., CAROL, I., DELAHAYE, C., GENS, A., PRAT, P. (1996): Evaluation of safety factors in discontinuous rock. *Int. J. Rock Mech. Min Sci. Geomech. Abstr. 33 (5).*
[8.15] BISHOP, A.W. (1955): The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Géotechnique 5 (1).*
[8.16] TAYLOR, D.W. (1948): Fundamentals of soil mechanics. *J. Wiley & Sons,* New York.
[8.17] NICHOLSON, G.A. (1983): Design of gravity dams on rock foundations: Sliding stability assessment by limit equilibrium and selection of shear strength parameters. *Technical report GL-83-13, U.S. Army Corps of Engineers,* Vicksburg.
[8.18] KOVÁRI, K., FRITZ, P. (1976): Ein Beitrag zum Problem der Standsicherheit von Felsböschungen. *In: 2. Nationale Tagung über Felsmechanik,* Aachen.
[8.19] BURMISTER, D.M. (1946): Factor of safety in stability analysis. *Civil Engineering, 16 (7).*
[8.20] HOEK, E., BRAY, J.W. (1996): Rock slope engineering. *Rev. 3rd Edition, Inst. of Mining and Metallurgy,* London.
[8.21] KOVÁRI, K., FRITZ, P. (1979): Böschungsstabilität mit ebenen, keilförmigen und polygonalen Gleitflächen. *Rock Mech., Suppl. 8, Springer,* Wien.
[8.22] ICOLD (1987): Dam safety guidelines. *Bulletin 59,* Paris.
[8.23] GORDON, B. (1976): Identifying potential stability problems. *In: „The Evaluation of Dam Safety“,* Kalifornien.
[8.24] LEUSSINK, H. (1942): Der Sicherheitsgrad im Grund- und Erdbau. *In: Bautechnik 20, Heft 33.*
[8.25] HOEK, E. (1991): When is a design in rock engineering acceptable? *In: Proc. 7th Int. Cong. on Rock Mech., vol. III,* Aachen.
[8.26] CHOWDHURY, R.N. (1978): Slope analysis. Developments in Geotechnical Engineering, 22. *Elsevier,* Amsterdam.
[8.27] KOVÁRI, K., FRITZ, P. (1989): Re-evaluation of the sliding stability of concrete structures on rock with emphasis on European experience. *Dept. of the army, US Corps of Engineers,* Washington, DC.
[8.28] HOEK, E., LONDE, P. (1974): General report on rock slopes and foundations. *In: Proc. 3rd Cong. of ISRM, vol. 3,* Denver.
[8.29] LANG, H. (1994): Stabilitätsprobleme: Sicherheitsüberlegungen und Interaktion Boden-Bauwerk. *Mitteilung 129, SGBF, Frühjahrstagung,* Zürich.
[8.30] BUNDESAMT FÜR WASSER UND GEOLOGIE (2002): Sicherheit der Stauanlagen – Basisdokument zur konstruktiven Sicherheit. *Berichte des BWG, Serie Wasser, Version 1.0,* Biel.
[8.31] MEYERHOF, G. (1982): Limit states design in geotechnical engineering. *In: „Structural Safety“, Elsevier,* Amsterdam.
[8.32] WYLLIE, D.C. (1999): Foundations on rock. *2nd Edition, Spon,* London.
[8.33] ROCHA, M. (1974): Gegenwärtige Möglichkeiten der Untersuchung von Betonstaumauergründungen. *In: Proc. 3rd Congr. of ISRM, vol. 1, Part A,* Denver.
[8.34] ROMERO, S.U. (1966): Application of the plastic equilibrium equations of stratified media to dam foundations. Safety factor concept. *In: Proc. 1st Int. Congr. of ISRM,* Lisboa.
[8.35] WOLFF, T.F. (1996): Probabilistic slope stability in theory and practice. *In: Proc. of Uncertainty, Geotechn. Special Publication No. 58, Vol. 1, „Uncertainty in the geologic environment: from theory to praxis“, ASCE,* Boulder.
[8.36] BONALDI, P., RUGGERI, G., FANELLI, M., GIUSEPPETTI, G., MAZA, G. (1993): Considerations about dam safety. *In: Int. Workshop on Dam Safety Evaluation, Vol. 3,* Grindelwald.
[8.37] LOMBARDI, G., LAFITTE, R., MERKI, R., VISCHER, D. (1992): Expertenbericht über das System der Sicherheitsüberwachung der schweizerischen Talsperren im Auftrag der Verwaltungskontrolle des Bundesrates. Bern.

9 Untersuchungsmethode

[9.1] VON GUNTEN, H. (1961): Modelle als Hilfsmittel für die Bemessung von Bauwerken. *Schw. Bauzeitung 79 (20),* Zürich.
[9.2] LIN, D., FAIRHURST, C. (1988): Application of animated graphics in the analysis of large scale blocky rock system around excavations. *In: „Key Questions in Rock Mechanics“, Proc. 29th Symp. on Rock Mech.*
[9.3] THOMAS, H. (1976): The engineering of large dams. *J. Wiley & Sons,* New York.
[9.4] SCHNITTER, N. (1994): A history of dams – the useful pyramids. *A.A. Balkema,* Rotterdam.

[9.5] OBERTI, G. (1981): Physical models for concrete structures. *ISMES Nr. 149,* Bergamo.
[9.6] LONDE, P. (1990): Arch dams and Europe. *In: „Dams in Europe and USSR" (Ed. Cotillon, Bartle & Veltrop), ICOLD/Water Power & Dam Construction.*
[9.7] RISSLER, P. (1998): Talsperrenpraxis. *R. Oldenbourg Verlag,* München.
[9.8] OBERTI, G. (1980): Model analysis of modern large dams. *ISMES Nr. 127,* Bergamo.
[9.9] FUMAGALLI, E. (1978): Geomechanical models – notes on the state of the art. *ISMES Nr. 109,* Bergamo.
[9.10] PINA, C., PEREIRA DA COSTA, C. (1993): Failure analysis of rock foundations by experimental and numerical methods. *Short Course on Dam Foundations on Rock Masses, Eurock'93,* Lisboa.
[9.11] FUMAGALLI, E. (1973): Statical and geomechanical models. *Springer,* Berlin.
[9.12] OBERTI, G., BAVESTRELLO, F., ROSSI, P., FLAMIGNI, F. (1986): Rock mechanics investigations, design and construction of the Ridracoli dam. *Rock Mech., 19 (3), Springer,* Wien.
[9.13] ROCHA, M., SERAFIM, J.L., ESTEVES FERREIRA, M.J. (1960): The determination of the safety factor of arch dams by means of models. *In: RILEM Symp, Bulletin 7.*
[9.14] STK (2006): Die Felsfundationen schweizerischer Betonsperren – Übersicht über die Fundationsverhältnisse. *Arbeitsgruppe Fundation,* Baden.
[9.15] PEDRO, J.O. (2000): Arch dams – designing and monitoring for safety. *CISM Courses and Lectures No. 367, Springer,* Wien.
[9.16] RESCHER, O.-J. (1981): Geomechanische Modelluntersuchungen für die Gründung von Talsperren. *Rock Mech. Rock Engng., 14 (3), Springer,* Wien.
[9.17] FRANKLIN, J., DUSSEAULT, M. (1989): Rock engineering applications. *McGraw-Hill,* New York.
[9.18] LIN, C.T., AMADEI, B., ILLANGASEKARE, T., KO, H.-Y. (1992): Centrifuge modeling of dams founded on fractured and jointed rock masses. *In: „Fractured and Jointed Rock Masses" (Ed. Myer, Cook, Goodman & Tang), A.A. Balkema,* Rotterdam.
[9.19] ICOLD (1993): Rock foundations for dams. *Bulletin 88,* Paris.
[9.20] CARRERE, A., NURY, C., POUYET, P. (1987): Un modèle tridimensionnel non linéaire aux éléments finis contribue à évaluer la convenance du site géologiquement difficile de Longtan en Chine au support d'une voûte de 220 mètres de hauteur. *In: Proc. 6th Int. Cong. on Rock Mech., vol. I,* Montréal.
[9.21] GOODMAN, R.E., TAYLOR, R.L., BREKKE, T.L. (1968): A model for the mechanics of jointed rock. *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 94 (3).*
[9.22] EBERHARDT, E., STEAD, D., COGGAN, J.S. (2004): Numerical analysis of initiation and progressive failure in natural rock slopes – the 1991 Randa rockslide. *Int. J. Rock Mech. Min Sci. Geomech. Abstr. 41.*
[9.23] NEGRASSUS, F., ZACHER, P., SHAH, B. (1999): Design features of the Allai Khwar arch dam. *Hydropower & Dams, Issue Four.*
[9.24] ALONSO, E. (1994): Safety analysis of jointed rock masses: Application to arch dam foundation. *In: „Computer Methods and Advances in Geomechanics" (Ed. Siriwardane & Zaman), A.A. Balkema,* Rotterdam.
[9.25] CUNDALL, P., Hart, R.D. (1993): Numerical modeling of discontinua. *In: Comprehensive Rock Engineering, vol. 2 (Ed. Hudson), Pergamon Press,* London.
[9.26] CUNDALL, P. (1971): A computer model for simulating progressive, large-scale movements in blocky rock systems. *In: Symp. of the Int. Soc. for Rock Mech.,* Nancy.
[9.27] CUNDALL, P.A. (1988): Formulation of a three-dimensional distinct element model – Part I: A scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks. *Int. J. Rock Mech. Min Sci. Geomech. Abstr. 25.*
[9.28] HART, P., CUNDALL, P.A., LEMOS, J. (1988): Formulation of a three-dimensional distinct element model – Part II: Mechanical calculations for motion and interaction of a system composed of many polyhedral blocks. *Int. J. Rock Mech. Min Sci. Geomech. Abstr. 25.*
[9.29] SHI, G.-H., GOODMAN, R.E. (1984): Discontinuous deformation analysis. *In: 25th Symp. on Rock Mechanics,* Evanston.
[9.30] HART, R. (1999): In the spotlight. *Soft Spot, Itasca's Software Newsletter, 7 (1).*
[9.31] LEMOS, J.V. (1999): Discrete element analysis of dam foundations. *In: „Distinct Element Modelling in Geomechanics" (Ed. Sharma, Saxena & Woods), A.A. Balkema,* Rotterdam.
[9.32] PRATER, E.G. (1999): Computational methods in soil stability analysis – an overview. *In: „Festschrift zum 60. Geburtstag von Dr. Edoardo Anderheggen, IBK Publikation SP 007,* ETH Zürich.
[9.33] DUNCAN, J.M. (1996): State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. *J. Geotech. Engrg., ASCE, 122 (7).*

[9.34] KOVÁRI, K., FRITZ, P. (1976): Stabilitätsberechnung ebener und räumlicher Felsböschungen. *Rock Mech., 8 (2), Springer,* Wien.

[9.35] GUSSMANN, P. (1982): Kinematical elements for soil and rocks. *In: Proc. Int. Conf. Num. Meth. In Geomech.,* Edmonton.

[9.36] ZAKI, A., CURRAN, J.H. (1999): Application of the generalized wedge method to rock slope stability. *In: „Rock Mechanics for Industry" (Ed. Amadei, Kranz, Scott & Smeallie), A.A. Balkema,* Rotterdam.

[9.37] WITTKE, W. (1964): Ein rechnerischer Weg zur Ermittlung der Standsicherheit von Böschungen im Fels mit durchgehenden, ebenen Absonderungsflächen. *Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Suppl. I.*

[9.38] WITTKE, W. (1965): Verfahren zur Berechnung der Standsicherheit belasteter und unbelasteter Felsböschungen. *Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Suppl. II.*

[9.39] WITTKE, W. (1965): Verfahren zur Standsicherheitsberechnung starrer, auf ebenen Flächen gelagerter Körper und die Anwendung der Ergebnisse auf die Standsicherheitsberechnung von Felsböschungen. *Veröffentl. des Inst. für Bodenmech. und Grundbau der Techn. Hochschule Karlsruhe, Heft 20,* Karlsruhe.

[9.40] LONDE, P. (1965): Une méthode d'analyse à trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse. *Annales des Ponts et Chaussées, No. 1,* Paris.

[9.41] LONDE, P., VIGIER, G., VORMERINGER, R. (1969): Stability of rock slopes, a three-dimensional study. *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 95 (1).*

[9.42] DEVELAY, D., LIGNIER, P. (1996): The use of shear keys in the foundation treatment of Katse dam. *Hydropower & Dams, Issue Three.*

[9.43] COCHET, P., FROSSARD, E., YZIQUEL, A., LONDE, P. (1991): Barrage-voûte de Turkwel au Kenya – conception et réalisation des appuis, des voiles d'injection et de drainage en site rocheux très raide. *In: Question 66, Report 6, ICOLD, 17. Congr.,* Wien.

[9.44] ŠUKLJE, L., DRNOVŠEK, J. (1967): A threedimensional stability analysis of foundation of arch dams based on fissured rock. *In: Question 32, Report 60, ICOLD, 9. Congr.,* Instanbul.

[9.45] HENDRON, A.J., CORDING, E.J., AIYER, A.K. (1971): Analytical and graphical methods for the analysis of slopes in rock masses. *U.S. Army Engineering Nuclear Cratering Group, Technical Report No. 36,* Illinois.

[9.46] HOEK, E., BRAY, J.W., BOYD, J.M. (1973): The stability of a rock slope containing a wedge resting on two intersecting discontinuities. *Q. Jl. Engng. Geol. Vol. 6.*

[9.47] HOEK, E., BRAY, J.W. (1996): Rock slope engineering. *Rev. 3rd Edition, Inst. of Mining and Metallurgy,* London.

[9.48] KOVÁRI, K., FRITZ, P. (1975): Stability analysis of rock slopes for plane and wedge failure with the aid of a programmable pocket calculator. *In: 16th Symp. on Rock Mechanics,* Minneapolis.

[9.49] BRAY, J.W., BROWN, E.T. (1976): A short solution for the stability of a rock slope containing a tetrahedral wedge. *Int. J. Rock Mech. Min Sci. Geomech. Abstr. 13.*

[9.50] CHAN, H.C., EINSTEIN, H.H. (1981): Approach to complete limit equilibrium analysis for rock wedges – the method of "artificial supports". *Rock Mech., 14 (2), Springer,* Wien.

[9.51] WARBURTON, P.M. (1981): Vector stability analysis of an arbitrary polyhedral rock block with any number of free faces. *Int. J. Rock Mech. Min Sci. Geomech. Abstr. 18.*

[9.52] GOODMAN, R.E., SHI, G., BOYLE, W. (1982): Calculation of support for hard, jointed rock using the keyblock principle. *In: „Issues in Rock Mechanics", 23rd U.S. Symp. on Rock Mech. (Eds. Heuze, Goodman),* Berkeley.

[9.53] GOODMAN, R.E., SHI, G. (1985): Block theory and its application to rock engineering. *Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs,* New Jersey.

[9.54] MAULDON, M., GOODMAN, R.E. (1990): Rotational kinematics and equilibrium of blocks in a rock mass. *Int. J. Rock Mech. Min Sci. Geomech. Abstr. 27.*

[9.55] MAULDON, M., GOODMAN, R.E. (1996): Vector analysis of keyblock rotations. *J. Geotech. Engrg., ASCE, 122 (12).*

[9.56] TONON, F. (1998): Generalization of Mauldon's and Goodman's vector analysis of keyblock rotations. *J. Geotech. Geoenv. Eng., ASCE, 124 (10).*

[9.57] LIN, D., FAIRHURST, C. (1988): Static analysis of the stability of three-dimensional blocky systems around excavations in rock. *Int. J. Rock Mech. Min Sci. Geomech. Abstr. 25.*

[9.58] HUNGR, O., SALGADO, F.M., BYRNE, P.M. (1989): Evaluation of a three-dimensional method of slope stability analysis. *Can. Geotech. J., vol. 26.*

[9.59] KOVÁRI, K., FRITZ, P. (1978): Slope stability with plane, wedge and polygonal sliding surfaces. *In: Int. Symp. Rock Mech. related to Dam Foundations,* Rio de Janeiro.

[9.60] GUSSMANN, P. (1986): Kinematical element method for 3-d-problems in geomechanics. *In: ECONMIG 86, Vol. 2,* Stuttgart.

[9.61] CHEN, Z., WANG, X., HABERFIELD, C., YIN, J.-H., WANG, Y. (2001): A three-dimensional slope stability analysis method using the upper bound theorem – Part I and II. *Int. J. Rock Mech. Min Sci. Geomech. Abstr. 38.*

[9.62] LANG, H., HUDER, J. (1990): Bodenmechanik und Grundbau. *4. Auflage, Springer,* Berlin.

[9.63] HOEK, E., LONDE, P. (1974): Surface workings in rock. *In: Proc. 3rd Cong. of ISRM, vol. 1, Part A, Theme 3,* Denver.

[9.64] KOVÁRI, K. (1972): Methoden der Dimensionierung von Untertagbauten. *In: Int. Symp. für Untertagbau, Berichte, SGBF,* Luzern.

[9.65] U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1996): Rock foundations. *Technical engineering and design guides as adapted from the U.S. Army Corps of Engineers, No. 16, ASCE,* New York.

[9.66] MEISSNER, H. (1991): Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik" der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.. *Geotechnik 14 (1), Glückauf,* Essen.

[9.67] ALONSO, E., CAROL, I., DELAHAYE, C., GENS, A., PRAT, P. (1996): Evaluation of safety factors in discontinuous rock. *Int. J. Rock Mech. Min Sci. Geomech. Abstr. 33 (5).*

[9.68] BAZZI, G., GRABER, CH. (1994): Computerunterstützte Berechnungen im Grundbau. *Mitteilung 129, SGBF, Frühjahrstagung,* Zürich.

[9.69] LONDE, P. (1973): Analysis of the stability of rock slopes. *Q. Jl. Engng. Geol. Vol. 6.*

[9.70] ICOLD (1988): Dam design criteria – the philosophy of their selection. *Bulletin 61,* Paris.

[9.71] FRITZ, P., BERGAMIN, ST. (2003): Computerprogramm AutoBlock zur Stabilitätsanalyse von Felsböschungen und Felsfundationen aufgrund eines digitalen Geländemodells. *Mitteilung 146, SGBF, Frühjahrstagung,* Zürich.

[9.72] FRITZ, P., BERGAMIN, ST. (2004): Rock slope analysis based on digital terrain model. *In: Proc. 3rd Asian Rock Mechanics Symposium, vol. 1, Kyoto,* Millpress, Rotterdam.

10 AutoBlock

[10.1] BERGAMIN, ST., KOVÁRI, K., FRITZ, P. (1999): CAD-Programm „AutoBlock": Konzept und Pflichtenheft. *Inst. für Geotechnik, Professur für Untertagbau,* ETH Zürich (unveröffentlichter Bericht)

[10.2] BERGAMIN, ST. (2001): CAD-Programm „AutoBlock": Testprozedere. *Inst. für Geotechnik, Professur für Untertagbau,* ETH Zürich (unveröffentlichter Bericht)

[10.3] AUMANN, G. (1994): Aufbau qualitativ hochwertiger digitaler Geländemodelle aus Höhenlinien. *Diss.,* Techn. Univ. München.

[10.4] BURCKHART, P., MATHUR, A. (1996): Digitale Grundlagedaten für den Tiefbauingenieur. *Schw. Ing. und Arch. SI+A, 41,* Zürich.

[10.5] ABDERHALDEN, H. (2001): Programmeinführung AutoCAD Land Development Desktop. *Inst. für Geotechnik, Professur für Untertagbau,* ETH Zürich (unveröffentlichter Bericht).

[10.6] AUTOSURF 13 (1996): Manuel d'utilisation. *PcVision, vol. 1,* Vittel Cedex.

[10.7] AUTOTERRAIN 1.4 (1996): Benutzerhandbuch. *L&W CAD Systeme,* Filderstadt.

[10.8] BRÄNDLI, M. (1998): Einführung in die digitale Erfassung und Modellierung geologischer Daten. *In: NDK in angewandten Erdwissenschaften „Digitale Erfassung und Modellierung geologischer Daten" (Hrsg. Oddson),* ETH Zürich.

[10.9] BUNDESAMT FÜR LANDESTOPOGRAPHIE (2001): DHM25 – Das digitale Höhenmodell der Schweiz, Level 2. Wabern.

[10.10] REQUICHA, A., VOELCKER, H. (1983): Solid modeling: current status and research directions. *IEEE Comp. Graphics and Applic., 3 (10).*

[10.11] MÄNTYLÄ, M. (1988): An introduction to solid modeling. *Computer Science Press,* Rockville.

[10.12] FRITZ, P., BERGAMIN, ST. (2003): Computerprogramm AutoBlock zur Stabilitätsanalyse von Felsböschungen und Felsfundationen aufgrund eines digitalen Geländemodells. *Mitteilung 146, SGBF, Frühjahrstagung,* Zürich.

[10.13] PRESS, D.E., HALLIDAY, S.M., GALE, J.E. (1990): Application of Computer Aided Design (CADD) in data display and integration of numerical and field results – Stripa Phase 3. *Stripa Project 91-04, Technical Report,* Stockholm.

[10.14] JONES, N., WRIGHT, ST. (1993): Subsurface characterization with solid models. *J. Geotech. Engrg., ASCE, 119 (11).*

[10.15] HOEK, E., RIPPERE, K.H., STACEY, P.F. (2000): Large-scale slope designs – a review of the state of the art. *In: „Slope Stability in Surface Mining" (Ed. Hustrulid, McCarter & Van Zyl), SME,* Littleton.

[10.16] FRITZ, P. (2007): AutoBlock Version 2.3 – User Manual. *Inst. für Geotechnik, Professur für Untertagbau,* ETH Zürich.

[10.17] FRITZ, P., BERGAMIN, ST. (2004): Rock slope analysis based on digital terrain model. *In: Proc. 3rd Asian Rock Mechanics Symposium, vol. 1, Kyoto,* Millpress, Rotterdam.

[10.18] FRITZ, P., ZHENG, X. (1998): A finite element framework for geotechnical applications based on object-oriented programming. *Report, Swiss Federal Institute of Technology,* Zürich.

[10.19] KOVÁRI, K., FRITZ, P. (1976): Stabilitätsberechnung ebener und räumlicher Felsböschungen. *Rock Mech., 8 (2), Springer,* Wien.

[10.20] FRITZ, P., BERGAMIN, ST. (2004): Computer program AutoBlock for analyzing the stability of foundations and slopes in rock based on a digital terrain model. *In: 72th Annual Meeting of ICOLD,* Seoul.

11 Felsfundation Staumauer Albigna

[11.1] KOVÁRI, K., PETER, G. (1983): Continuous strain monitoring in the rock foundation of a large gravity dam. *Rock Mech. Rock Engng., 16 (3), Springer,* Wien.

[11.2] KOVÁRI, K., ARN, TH., GMÜNDER, CH. (1989): Groundwater flow through fissured rock: field investigations and interpretation in the Albigna dam area, Graubünden, Switzerland. *Nagra Technical Report 90-10, November 89,* Baden.

[11.3] BERGAMIN, ST., KOVÁRI, K. (1998): Staumauer Albigna: Beschreibung des Untergrundes. *Inst. für Geotechnik, Professur für Untertagbau,* ETH Zürich (unveröffentlichter Bericht).

[11.4] BERGAMIN, ST., KOVÁRI, K. (1998): Staumauer Albigna: Modell des Untergrundes. *Inst. für Geotechnik, Professur für Untertagbau,* ETH Zürich (unveröffentlichter Bericht).

[11.5] ARN, TH. (1989): Numerische Erfassung der Strömungsvorgänge im geklüfteten Fels. *Diss., Inst. für Bauplanung und Baubetrieb, Fels- und Untertagebau, Mitteilung 1/89,* ETH Zürich.

[11.6] BERGAMIN, ST., KOVÁRI, K. (1997): Gleitmikrometer- und Piezodexmessungen im Felsuntergrund der Staumauer Albigna. *Wasser, Energie, Luft, 89 (7/8),* Baden.

[11.7] KOVÁRI, K., AMSTAD, CH. (1983): Fundamentals of deformation measurements. *In: Int. Symp. on Field Measurements in Geomechanics, September 5 – 8,* Zurich.

[11.8] KOVÁRI, K., KÖPPEL, K. (1987): Head distribution monitoring with the sliding piezometer system "Piezodex". *Field Measurements in Geomechanics,* Kobe.

[11.9] BERGAMIN, ST., KOVÁRI, K. (1993): Staumauer Albigna: Resultate der Piezodex- und Gleitmikrometermessungen (Messperiode 10.5.1989 - 31.12.1992). *Inst. für Geotechnik, Professur für Untertagbau,* ETH Zürich (unveröffentlichter Bericht).

[11.10] BERGAMIN, ST., KOVÁRI, K. (1993 - 1995): Staumauer Albigna: Resultate der Piezodex- und Gleitmikrometermessungen. *Inst. für Geotechnik, Professur für Untertagbau,* ETH Zürich (unveröffentlichter Bericht).

[11.11] BERGAMIN, ST., KOVÁRI, K. (1997 - 2000): Staumauer Albigna: Resultate der Piezodexmessungen. *Inst. für Geotechnik, Professur für Untertagbau,* ETH Zürich (unveröffentlichter Bericht).

[11.12] KOVÁRI, K., BERGAMIN, ST. (1994): Joint opening and head distribution in the foundation rock of the Albigna Dam. *In: Proc. 7th Int. IAEG Congress,* Lisboa.

[11.13] LOCHER, TH. (1997): Stabilität des Untergrundes – Bericht Geologie. Zürich (unveröffentlichter Bericht).

12 Felsböschung Bristenstrasse

[12.1] BERGAMIN, ST., KIRCHHOFER, P., FILIPPINI, R. (2000): Felsböschung Bristenstrasse – Untersuchungen und Masssnahmen zur Erhöhung der Sicherheit. *Schw. Ing. und Arch. SI+A 9,* Zürich.

[12.2] KOVÁRI, K., BERGAMIN, ST., KIRCHHOFER, P., REICHMUTH, R. (1998): Felsböschung zwischen oberster Wendeplatte und St. Antoni: Felsmechanische Untersuchungen zur Gefährdung der Bristenstrasse. *Inst. für Geotechnik, Professur für Untertagbau,* ETH Zürich (unveröffentlichter Bericht).

[12.3] KOVÁRI, K., BERGAMIN, ST., KIRCHHOFER, P., FILIPPINI, R. (1999): Felsböschung zwischen unterster und oberster Wendeplatte: Felsmechanische Untersuchungen zur Gefährdung der Bristenstrasse. *Teil 2, Inst. für Geotechnik, Professur für Untertagbau,* ETH Zürich (unveröffentlichter Bericht).

[12.4] BERGAMIN, ST., KIRCHHOFER, P., FILIPPINI, R. (2001): Rock mechanics investigations for the endangered Bristen road. *Rock Mech. Rock Engng., 34 (2), Springer,* Wien.

[12.5] SCHNEIDER, T.R. (1997): Ausbau Bristenstrasse, Geologische Grundlagen. *Dr. T.R. Schneider AG,* Uerikon (unveröffentlichter Bericht).
[12.6] SCHNEIDER, T.R., BOLLINGER, D. (1998): Beurteilung der Gefährdung durch Sturzprozesse und mögliche Massnahmen. *SKH,* Stans (unveröffentlichter Bericht).
[12.7] KELLER, F. (2002): Isenchäli – Geologische Auswertung der neuen Aufschlüsse. *Bericht, Dr. M. Kobel & Partner AG, Büro für Technische Geologie,* Sargans (unveröffentlichter Bericht).
[12.8] BERGAMIN, ST., KOLBERG, J., FRITZ, P. (2003): Untersuchungen zur Stabilität der Felsböschung Bristenstrasse mit AutoBlock. *Mitteilung 146, SGBF, Frühjahrstagung,* Zürich.
[12.9] ING. BÜRO HEIERLI AG (1985): Schutz gegen Steinschlag. *VSS 107,* Zürich.
[12.10] SCHNEIDER, J., SCHLATTER, H.P. (1994): Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen. *Verlag der Fachvereine, Zürich, B.G. Teubner,* Stuttgart.
[12.11] KOVÁRI, K., FRITZ, P. (1979): Böschungsstabilität mit ebenen, keilförmigen und polygonalen Gleitflächen. *Rock Mech., Suppl. 8, Springer,* Wien.
[12.12] DAZIO, G. (1999): Vorprojekt K27 Bristenstrasse – Felssicherung Oberste Wendeplatte – St. Antoni. *Techn. Bericht, Ing.büro Dazio,* Cadenazzo (unveröffentlichter Bericht).
[12.13] KOVÁRI, K., BERGAMIN, ST., KOLBERG, J. (2002): Felsmechanische Untersuchungen zur Gefährdung der Bristenstrasse. Felsböschung beim „Isenchäli" zwischen oberster Wendeplatte und St. Antoni. *Inst. für Geotechnik, Professur für Untertagbau,* ETH Zürich (unveröffentlichter Bericht).
[12.14] FUCHSER MESSTECHNIK AG (2002): Geländeaufnahmen. *Situation 1:200, Querprofile 1:100, ENZ-Punktdaten und 51 Photos aus dem Modellhelikopter,* Bern (unveröffentlichter Bericht).
[12.15] BERGAMIN, ST., KOLBERG, J., FRITZ, P. (2004): Stability analysis of a rock slope on the Bristen road using AutoBlock. *In: Proc. 3rd Asian Rock Mechanics Symposium, „Contribution of Rock Mechanics to the New Century", vol. 1, Kyoto,* Millpress, Rotterdam.
[12.16] BUCHER, K. (1997): Dynamische Berechnungen von Steinschlageinwirkungen. *Mitteilung 135, SGBF, Herbsttagung,* Montreux.
[12.17] BUNDESAMT FÜR STRASSEN / BAUDIREKTION GD SBB (1998): Dokumentation Planung, Bau und Unterhalt gegen Steinschlag- und Lawineneinwirkungen. *EDMZ,* Bern.
[12.18] BUNDESAMT FÜR STRASSEN / BAUDIREKTION SBB (1998): Einwirkungen auf Steinschlagschutzgalerien, Richtlinie. *EDMZ,* Bern.
[12.19] BERGAMIN, ST., KOVÁRI, K. (2001): Truppenübungsplatz Bernhardzell – Stabilität der Böschung oberhalb des Zielraums 5. *Inst. für Geotechnik, Professur für Untertagbau,* ETH Zürich (unveröffentlichter Bericht).

13 Felsfundation Brücke Pianello

[13.1] KOVÁRI, K., BERGAMIN, ST. (1995): Bridge „Pianello" (Muro Lucano) – foundation on the rock abutments. *Technical Report, Division of Geotechnical Engineering, Swiss Federal Institute of Technology,* Zurich (unveröffentlichter Bericht).
[13.2] DELLA SALA, L., MELE, M. (1997): Schema dei Carichi. *Administrazione provinciale di Potenza, S.P. n. 17 di „Capodigiano", Zona Pianello – Muro Lucano, Variante Plano Altimetrica,* Potenza (unveröffentlichter Bericht).
[13.3] GEOSESTRA (1993): S.P.N.17 „Di Capodigiano": Indagine geognostica riguardante i lavori per la costruzione di una variante plano-altimetrica in c/da Pianello di Muro Lucano. *Relazione N. 1 + 2,* Potenza (unveröffentlichter Bericht).
[13.4] GOODMAN, R.E. (1989): Introduction to Rock Mechanics. *2nd Edition, J. Wiley & Sons,* New York.

14 Felsfundation Staumauer Valle di Lei

[14.1] TÖNDURY, G.A. (1957): Zur Entstehungsgeschichte der Kraftwerk-Projekte am Hinterrhein. *Wasser- und Energiewirtschaft, 49 (2/3).*
[14.2] KALT, L. (1963): Projekt und Bauausführung der Kraftwerke Valle di Lei – Hinterrhein. *Terra Grischuna 22 (4).*
[14.3] KOVÁRI, K., FRITZ, P. (1991): Staumauer Valle di Lei – Stabilität im Bereich der Felsfundamente. *Inst. für Geotechnik, Professur für Untertagbau,* ETH Zürich (unveröffentlichter Bericht).
[14.4] MOTOR COLUMBUS (1957): Talsperre Valle di Lei: Studien schweizerischer Ingenieure. *Wasser- und Energiewirtschaft, 49 (2/3).*
[14.5] STAUB, R. (1957): Zur Geologie der Hinterrheinwerke. *Wasser- und Energiewirtschaft, 49 (2/3).*
[14.6] WEBER, E. (1963): Die geologische Begutachtung. *Terra Grischuna 22 (4).*

[14.7] TÖNDURY, G.A. (1959): Valle di Lei – Hinterrhein-Kraftwerke. *Wasser- und Energiewirtschaft, 51 (12).*

[14.8] LOMBARDI, G. (1988): Querkraftbedingte Schäden in Bogensperren. *Wasser, Energie, Luft, 80 (5/6),* Baden.

[14.9] MARCELLO, C. (1957): Diga sul Reno di Lei: Studi eseguiti dalla Società Edison, Milano. *Wasser- und Energiewirtschaft, 49 (2/3).*

[14.10] SNGT (1992): Auftrieb bei Betonsperren. *Arbeitsgruppe Auftrieb,* Baden.

[14.11] KOVÁRI, K., TISA, A. (1989): Valle di Lei – Einachsige und triaxiale Druckversuche sowie Scherversuche im Labor. *Inst. für Bauplanung und Baubetrieb, Fels- und Untertagebau,* ETH Zürich (unveröffentlichter Bericht).

[14.12] KOVÁRI, K., TISA, A. (1995): Triaxial- und Scherversuche mit kontinuierlichen Bruchzuständen. *Mitteilung 131, SGBF, Frühjahrstagung,* Bern.

[14.13] KOVÁRI, K., FRITZ, P. (1975): Stability analysis of rock slopes for plane and wedge failure with the aid of a programmable pocket calculator. *In: Proc. 16th Symp. on Rock Mech.,* Minneapolis.

[14.14] RICKENBACHER, M. (1998): Die digitale Modellierung des Hochgebirges im DHM25 des Bundesamtes für Landestopographie. *Wiener Schriften zur Geographie und Kartographie, Band 11,* Wien.

[14.15] ABDERHALDEN, H. (2001): Programmeinführung AutoCAD Land Development Desktop. *Inst. für Geotechnik, Professur für Untertagbau,* ETH Zürich (unveröffentlichter Bericht).

[14.16] ALONSO, E., CAROL, I., DELAHAYE, C., GENS, A., PRAT, P. (1996): Evaluation of safety factors in discontinuous rock. *Int. J. Rock Mech. Min Sci. Geomech. Abstr. 33 (5).*

15 Fazit

[15.1] KOVÁRI, K. (1987): Rock foundations and slopes. *In: Proc. 6th Int. Cong. on Rock Mech., vol. III, Theme II,* Montréal.

[15.2] PÜRER, E.K. (2001): Die Rolle der Felsmechanik beim Bau und Betrieb grosser Wasserkraftanlagen. *Felsbau 19 (5).*

[15.3] ICOLD (1987): Dam safety guidelines. *Bulletin 59,* Paris.